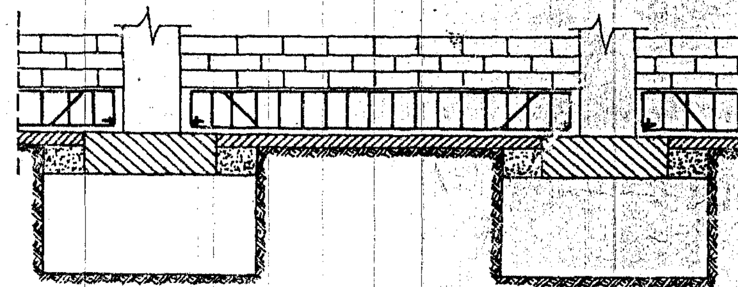
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" TIMIŞOARA
FACULTATEA DE CONSTRUCŢII
CATEDRA DE DRUMURI ŞI FUNDAŢII

VIRGIL HAIDA AGNETA GRUIA

stud. TOMA G. eminent

ÎNDRUMĂTOR DE PROIECTARE

FUNDAŢII DIRECTE



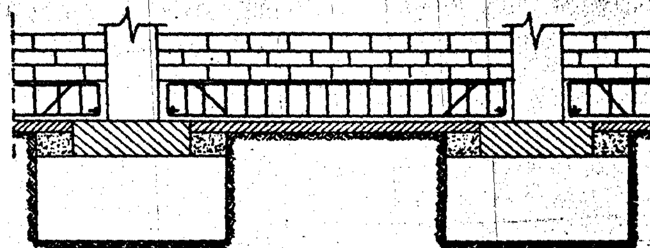
Pentru uzul studenţilor
Timişoara, 1996

UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" TIMIŞOARA
FACULTATEA DE CONSTRUCŢII
CATEDRA DE DRUMURI ŞI FUNDAŢII

VIRGIL HAIDA AGNETA GRUIA

ÎNDRUMĂTOR DE PROIECTARE

FUNDAŢII DIRECTE



Pentru uzul studenţilor
Timişoara, 1996

P R E F A Ț Ă

Îndrumătoarele de proiectare aduc o contribuție substanțială la pregătirea de specialitate și la formarea deprinderilor de muncă independentă în proiectare a viitorilor specialiști din domeniul construcțiilor.

Prezentul îndrumător se referă la proiectarea fundațiilor directe de mică adâncime, sistem de fundare utilizat cu frecvența cea mai mare în practica executării diverselor construcții. Lucrarea se adresează în primul rând studenților de la diferitele specializări ale profilului de construcții, în a căror plan de învățământ figurează disciplinele de geotehnică și de fundații, dar ea poate fi în egală măsură utilă și inginerilor proiectanți de construcții.

Îndrumătorul de proiectare este structurat pe cinci capitole. În primul capitol se face o prezentare sintetică a elementelor generale de proiectare a fundațiilor directe de mică adâncime, iar în următoarele patru capitole se detaliază și se exemplifică calculul de proiectare a tipurilor de fundații din această categorie, folosite curent în practică (fundații izolate și continue sub stâlpi, fundații continue sub pereți, radiere generale tip placă).

Lucrarea conține și o serie de tabele cu valori ale unor coeficienți care intervin în calculul de proiectare a fundațiilor și care sunt conforme cu normativele și standardele în vigoare.

Coordonarea generală a elaborării lucrării a fost asigurată de către prof.dr.ing. Virgil HAIDA, iar elaborarea efectivă și responsabilitatea conținutului a fost repartizată astfel: capitolele 1 și 2 - prof.dr.ing. Virgil HAIDA, capitolele 3, 4 și 5 - prof.dr.ing. Agneta GRUIA.

Autorii aduc mulțumiri referenților de specialitate: prof.cons.dr. ing. Marin PĂUNESCU, prof.dr.ing. Dan TUDOR și prof.dr.ing. Marin MARIN, pentru analizarea materialului și sugestiile făcute. De asemenea, autorii adresează mulțumiri d-nelor Ana BAICU și Suzana IMBĂRUȘ care au realizat dactilografierea, execuția desenelor și colaționarea materialului.

Timișoara, decembrie 1995

Autorii

CAPITOLUL 1

1. ELEMENTE GENERALE DE CALCUL ŞI PROIECTARE A FUNDAŢIILOR DIRECTE DE MICĂ ADÂNCIME

1.1. Clasificarea fundaţiilor directe de mică adâncime

Soluţia de fundare directă de mică adâncime sau de suprafaţă se aplică atunci când terenul bun de fundare se găseşte la adâncime relativ mică (max. 5...6 m) faţă de suprafaţa terenului, astfel încât executarea săpăturilor deschise este convenabilă, atât sub aspect tehnic cât şi economic.

După forma în plan şi alcătuirea constructivă, fundaţiile directe de mică adâncime se pot clasifica astfel:

- fundaţii izolate sub stâlpi;
- fundaţii continue (în fâşie) sub pereţi;
- fundaţii continue (grinzi) sub stâlpi;
- fundaţii sub formă de reţele de grinzi încrucişate sub stâlpi;
- fundaţii radier general.

1.2 Etapele proiectării fundaţiilor directe de mică adâncime

Proiectarea fundaţiilor directe de mică adâncime cuprinde următoarele etape:

- stabilirea adâncimii de fundare;
- alegerea tipului de fundaţie în funcţie de natura terenului de fundare, natura şi mărimea încărcărilor construcţiei, alcătuirea constructivă a suprastructurii, condiţiile tehnologice de exploatare a construcţiei etc.;
- alegerea materialului din care se execută fundaţiile;
- calculul de dimensionare a fundaţiilor.

1.3. Stabilirea adâncimii minime de fundare

În general, adâncimea minimă de fundare D_{fmin} se stabileşte în funcţie de:

- adâncimea maximă de îngheţ;
- natura, stratificaţia şi rezistenţa terenului de fundare;
- înălţimea minimă constructivă a fundaţiei, destinaţia şi condiţiile tehnologice de exploatare a construcţiei.

În funcţie de adâncimea de îngheţ, adâncimea minimă de fundare se determină cu relaţia:

$$D_{fmin} = H_i + (0{,}10...0{,}25)\ , \qquad [m] \qquad (1.1)$$

unde H_i reprezintă adâncimea de îngheţ, ale cărei valori diferă în funcţie de zona geografică a ţării noastre, fiind date în STAS 6054-77.

La construcţiile fără subsol, adâncimea de fundare se consideră de la cota terenului sistematizat din jurul construcţiei, iar la cele cu subsol închis, de la cota pardoselii subsolului. La acestea din urmă, adâncimea minimă de fundare este de 50 cm, terenul fiind ferit de acţiunea îngheţului.

În cazul unui teren de fundare alcătuit din straturi de pământ cu caracteristici geotehnice diferite, talpa fundaţiilor trebuie să pătrundă cel puţin 20 cm în stratul de fundare.

La construcţiile amplasate în albiile râurilor, adâncimea minimă de fundare trebuie să depăşească ca mărime adâncimea de afuiere.

Pentru construcţii fundate pe terenuri dificile (pământuri sensibile la umezire, pământuri cu umflări şi contracţii mari etc.), adâncimea de fundare se stabileşte în conformitate cu prescripţiile tehnice în vigoare, specifice pământurilor respective.

1.4. Materiale utilizate la executarea fundaţiilor

Fundaţiile construcţiilor se pot realiza din:

- zidărie de piatră;
- beton ciclopian;
- beton simplu;
- beton armat.

La execuţia fundaţiilor din zidărie de piatră se aplică prevederile din prescripţiile specifice lucrărilor de zidărie din piatră naturală.

Betonul ciclopian se utilizează numai în cazul unor fundaţii de mare volum, în scopul reducerii consumului de beton.

Calitatea betoanelor simple sau armate, utilizate la executarea fundaţiilor, se stabileşte de către proiectant, în funcţie de destinaţie, solicitări, condiţii ale mediului de fundare şi influenţa acestora asupra durabilităţii betonului, conform precizărilor din normativul C 140-86.

În tabelul 1.1 sunt date clasele minime de beton, iar în tabelul 1.2, tipurile de oţel, utilizate la executarea fundaţiilor:

Tabelul 1.1.

Clasele minime de beton utilizate la lucrări de fundaţii (conform P.10-86)

Clasa beton		Domeniul de utilizare
0	1	2
B.s	Bc 2	- umpluturi şi egalizări

(continuare tabel 1.1)

0	1	2
Beton simplu	Bc 3,5	- egalizări şi umpluturi în situaţii speciale justificate de proiectant; - fundaţii continue, blocuri de fundaţii cu cuzinet neancorat sau situate în pământuri cu variaţii mici de umiditate, la clădiri de locuit având până la S+P+4E - numai în cazul fundaţiilor situate deasupra nivelului maxim al apei freatice.
	Bc 5	- idem la clădiri de locuit având de la S+P+5E până la S+P+10 E .
	Bc 7,5	- fundaţii continue la clădiri cu cel mult două niveluri expuse la variaţii de umiditate, situate în zona de fluctuaţie a apei freatice sau în contact cu aceasta; - blocuri de fundaţie cu cuzinetul ancorat; - tălpi de fundaţii izolate sau continue, relativ slab solicitate (de regulă cele armate constructiv cu bare din oţel OB 37) şi neexpuse la acţiuni agresive.
Beton armat	Bc 10	- tălpi de fundaţii izolate sau continue, fundaţii pahar monolite, cuzineţi, radiere şi reţele de grinzi neexpuse la acţiuni agresive, cu procente optime de armare;
	Bc 15	- fundaţii pahar prefabricate, fundaţii supuse la solicitări importante şi fundaţii supuse la acţiuni dinamice.
Beton ciclopian	Bc ≤ 7,5	- în elemente masive de beton care nu sunt supuse la acţiunea mediilor agresive, având maxim 50 % materiale înglobate.
	Bc > 7,5	- idem, având maxim 30 % materiale înglobate

NOTĂ: Între mărcile şi clasele betonului există următoarele echivalenţe (C 140-86): B 50 ≡ Bc 3,5; B 75 ≡ Bc 5; B 100 ≡ Bc 7,5; B 150 ≡ Bc 10; B 200 ≡ Bc 15; B 250 ≡ Bc 20; B 300 ≡ Bc 22,5; B 400 ≡ Bc 30; B 450 ≡ Bc 35; B 500 ≡ Bc 40; B 600 ≡ Bc 50; B 700 ≡ Bc 60.

Tabelul 1.2

Tipurile de oţel utilizate în elemente de beton armat pentru fundaţii (conform P 10-86).

Tipul de oţel	Domeniul de utilizare
Oţel beton rotund - OB 37	- armătură constructivă; - armătură de rezistenţă.

(continuare tabel 1.2)

Tipul de oțel	Domeniul de utilizare
Sârmă trasă netedă STNB	- armătură de rezistență, numai sub formă de plase sau carcase sudate, în elemente din betoane de clasă cel puțin 10.
Oțel beton cu profil periodic PC 52 și oțel cu caracteristici similare oțelului PC 60	- armătură de rezistență în elemente din betoane de clasă cel puțin Bc 15

1.5. Calculul de dimensionare a fundațiilor directe

Dimensionarea fundațiilor directe cuprinde:

- stabilirea dimensiunilor în plan ale bazei (tălpii) fundației pe baza calculului terenului de fundare;
- stabilirea secțiunii transversale verticale a fundației pe baza calculului de dimensionare din condiția de rezistență a materialului din care se execută.

Dimensiunile în plan ale tălpii fundației se determină astfel încât, pe lângă un consum minim de material, să fie asigurate condițiile de rezistență, stabilitate și exploatare normală a construcției, impunându-se verificarea următoarei condiții generale:

$$p_{efmax} \leq p_{tr} \qquad (1.2)$$

în care:

p_{efmax} - presiunea efectivă maximă transmisă terenului de către fundație la nivelul tălpii sale (pe suprafața de contact);

p_{tr} - presiunea maximă acceptată pe terenul de fundare la care sunt asigurate condițiile de rezistență, stabilitate și exploatare normală a construcției.

Condiția (1.2) de verificare a presiunii efective pe teren, dacă este cazul, se completează și cu cea referitoare la tasarea construcției, adică tasarea probabilă calculată s să nu depășească tasarea admisă s_a:

$$s \leq s_a \qquad (1.3)$$

Calculul presiunii efective pe teren p_{ef} precum și calculul de dimensionare a fundațiilor din condiția de rezistență a materialului vor fi explicitate și particularizate în capitolele următoare, pentru fiecare tip de fundație.

Mărimea și semnificația fizică a presiunii maxime acceptate pe terenul de fundare, notată cu p_{tr}, depind de modul de efectuare a calculului terenului de fundare.

În cazul fundațiilor directe, calculul terenului de fundare se efectuează diferențiat în funcție de:

- clasa de importanță a construcției (conform STAS 10100/0-75);
- sistemul static și alcătuirea constructivă a structurii;
- cerințele procesului tehnologic;
- natura terenului de fundare;
- faza de proiectare.

În funcție de elementele precizate mai sus, calculul terenului de fundare, care intervine la proiectarea fundațiilor directe, se poate face în trei moduri:

- pe baza presiunilor convenționale;
- la starea limită de deformații (SLD);
- la starea limită de capacitate portantă (SLCP).

1.5.1. Calculul terenului de fundare pe baza presiunilor convenționale

De regulă, calculul terenului de fundare pe baza presiunilor convenționale se efectuează pentru stabilirea preliminară a dimensiunilor în plan ale fundațiilor.

Calculul de dimensionare definitivă pe baza presiunilor convenționale se poate face numai în cazul unor construcții obișnuite (clasele de importanță III, IV și V), nesensibile la tasări, fără restricții în exploatare și fundate pe un teren bun (conform tabelului 1.3).

Tabelul 1.3.

Terenuri de fundare bune

Nr. crt.	Tipul de teren
0	1
1	Blocuri, bolovănișuri sau pietrișuri conținând mai puțin de 40% nisip și mai puțin 30 % argilă, în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale (având înclinarea mai mică de 10%)
2	Pământuri nisipoase, inclusiv nisipuri prăfoase, îndesate sau de îndesare medie, în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale
3	Pământuri coezive cu plasticitate redusă: nisipuri argiloase, prafuri nisipoase și prafuri, având $e \leq 0,7$ și $I_c \geq 0,5$ în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale
4	Pământuri coezive cu plasticitate medie: nisipuri argiloase, prafuri nisipoase argiloase, având $e \leq 1$ și $I_c \geq 0,5$ în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale

(continuare tabel 1.3)

0	1
5	Pământuri coezive cu plasticitate mare: argile nisipoase, argile prăfoase şi argile, având $e \leq 1,1$ şi $I_C \geq 0,5$ în condiţiile unei stratificaţii practic uniforme şi orizontale
6	Roci stâncoase şi semistâncoase în condiţiile unei stratificaţii practic uniforme şi orizontale
7	Orice combinaţie între stratificaţiile precizate la nr.crt.1...6
8	Umpluturi de provenienţă cunoscută realizate organizat, conţinând materii organice sub 5 %

Atât la calculul preliminar, cât şi definitiv, al terenului de fundare pe baza presiunilor convenţionale, trebuie îndeplinite condiţiile:

- la încărcări centrice:

$p_{ef} \leq p_{conv}$ - în gruparea fundamentală; (1.4)

$p'_{ef} \leq 1,2 \cdot p_{conv}$ - în gruparea specială; (1.4.a)

- la încărcări excentrice:
  - după o direcţie:

$p_{ef,max} \leq 1,2\ p_{conv}$ - în gruparea fundamentală; (1.5)

$p'_{ef,max} \leq 1,4\ p_{conv}$ - în gruparea specială; (1.5.a)

  - după două direcţii:

$p_{ef,max} \leq 1,4\ p_{conv}$ - în gruparea fundamentală; (1.6)

$p'_{ef,max} \leq 1,6\ p_{conv}$ - în gruparea specială; (1.6.a)

în care:

p_{ef}, p'_{ef} - presiunea efectivă medie provenită din încărcările de calcul în gruparea fundamentală, respectiv gruparea specială;

$p_{ef,max}$, $p'_{ef,max}$ - presiunea efectivă maximă provenită din încărcările de calcul în gruparea fundamentală, respectiv gruparea specială;

p_{conv} - presiunea convenţională de calcul.

Mărimea presiunii convenţionale de calcul p_{conv} se determină cu relaţia:

$$p_{conv} = \bar{p}_{conv} + C_B + C_D \,, \quad [\text{kPa}] \qquad (1.7)$$

în care:

$\bar{p}_{conv}$ - presiunea convenţională de bază, corespunzătoare unei fundaţii cu lăţimea B=1 m şi adâncimea de fundare D_f=2 m, ale cărui valori sunt date în tabelele 1.4, 1.5, 1.6 şi 1.7;

C_B - corecţia de lăţime;

C_D - corecţia de adâncime;

Tabelul 1.4

Valorile presiunii convenţionale de bază $\bar{p}_{conv}$ pentru terenuri de fundare stâncoase şi semistâncoase

Denumirea terenului de fundare		$\bar{p}_{conv}$, [kPa]
Roci stâncoase		1000...6000
Roci semi-stâncoase	Marne, marne argiloase şi argile marnoase compacte	350...1100
	Şisturi argiloase, argile şistoase şi nisipuri cimentate	600...850

OBSERVAŢIE - În intervalul indicat, valorile $\bar{p}_{conv}$ se aleg ţinând seama de compactitatea şi starea de degradare a rocii stâncoase sau semistâncoase. Ele nu variază cu adâncimea de fundare şi dimensiunile în plan ale fundaţiilor.

Tabelul 1.5

Valorile presiunii convenţionale de bază $\bar{p}_{conv}$ pentru terenuri de fundare necoezive

Denumirea terenului de fundare		Îndesate[a)]	Îndesare medie[a)]
		$\bar{p}_{conv}$, [kPa]	
Blocuri şi bolovănişuri cu interspaţiile umplute cu nisip şi pietriş		750	
Blocuri cu interspaţiile umplute cu pământuri argiloase		350...600[b)]	
Pietrişuri curate (din fragmente de roci cristaline)		600	
Pietrişuri cu nisip		550	
Pietrişuri din fragmente de roci sedimentare		350	
Pietrişuri cu nisip argilos		350...500[b)]	
Nisip mare		700	600
Nisip mijlociu		600	500
Nisip fin	uscat sau umed	500	350
	foarte umed sau saturat	350	250
Nisip fin prăfos	uscat	350	300
	umed	250	200
	foarte umed sau saturat	200	150

a) În cazul în care datorită pământului nu este posibilă prelevarea de probe netulburate, stabilirea gradului de îndesare se poate face pe baza penetrării dinamice în foraj sau a penetrării statice.

b) În intervalul indicat, valorile se aleg ţinând seama de consistenţa pământului argilos aflat în interspaţii interpolând între valorile minime pentru I_C=0,5 şi maxime corespunzătoare lui I_C=1.

Tabelul 1.6

Valorile presiunii convenţionale de bază $\overline{p}_{conv}$ pentru terenuri de fundare coezive

Denumirea terenului de fundare	Indicele porilor b) e	Consistenţa a)b)	
		I_C=0,5	I_C=1
		$\overline{p}_{conv}$, [kPa]	
Cu plasticitate redusă (I_p≤10%): nisip argilos, praf nisipos, praf	0,5	300	350
	0,7	275	300
Cu plasticitatea mijlocie (10%<I_p≤20%): nisip argilos, praf nisipos argilos, praf argilos, argilă prăfoasă-nisipoasă, argilă prăfoasă	0,5	300	350
	0,7	275	300
	1,0	200	250
Cu plasticitate mare şi foarte mare (I_p >20%): argilă nisipoasă, argilă prăfoasă, argilă, argilă grasă	0,5	550	650
	0,6	458	525
	0,8	300	350
	1,1	225	300

a) În cazul în care datorită pământului nu este posibilă prelevarea de probe netulburate, stabilirea consistenţei se poate face pe baza penetrării dinamice în foraj sau a penetrării statice.

b) La pământuri coezive având valori intermediare ale indicelui porilor e şi indicelui de consistenţă I_C, se admite interpolarea liniară a valorii presiunii convenţionale de calcul după I_C şi e succesiv.

Tabelul 1.7.

Valorile presiunii convenţionale de bază $\overline{p}_{conv}$ pentru terenuri de fundare alcătuite din umpluturi a)

Denumirea terenului de fundare		Pământuri nisipoase şi zguri (cu excepţia nisipurilor prăfoase) având:		Nisipuri prăfoase coezive, cenuşi etc., având:	
		S_r b)			
		≤0,5	≥0,8	≤0,5	≥0,8
		$\overline{p}_{conv}$, [kPa]			
0		1	2	3	4
Umpluturi din pământuri omogene realizate şi compactate în mod organizat (perne, ramblee)		250	200	180	150

(continuare tabel 1.7)

0		1	2	3	4
Depozite omogene rezultate în urma unor activităţi sistematice de depunere de pământuri şi reziduri minerale	compactate controlat	250	200	180	150
	necompactate, dar având o vechime de depunere de minimum doi ani	180	150	120	100

a) Umpluturi cu conţinut de materii organice mai mic de 5 %;

b) Pentru valori 0,5 < S_r < 0,8 valorile presiunii convenţionale se determină prin interpolare liniară.

Corecţia de lăţime C_B pentru B < 5 m se calculează cu relaţia:

$$C_B = \overline{p}_{conv} \cdot K_1 (B-1), \quad [kPa] \quad (1.8)$$

unde:

K_1 - coeficient care are valoarea: 0,1 pentru pământuri necoezive cu excepţia nisipurilor prăfoase şi 0,05 pentru pământuri prăfoase şi pământuri coezive;

B - lăţimea fundaţiei, în metri.

Pentru B ≥ 5 m corecţia de lăţime este constantă, fiind:

C_B=0,4 $\overline{p}_{conv}$ - pentru pământuri necoezive, cu excepţia nisipurilor prăfoase;

C_B=0,2 $\overline{p}_{conv}$ - pentru pământuri prăfoase şi pământuri coezive.

Corecţia de adâncime se determină cu relaţiile:

- pentru D_f < 2 m:

$$C_D = \overline{p}_{conv} \cdot \frac{D_f-2}{4}; \quad [kPa] \quad (1.9)$$

- pentru D_f > 2 m:

$$C_D = K_2 \cdot \overline{\gamma} \cdot (D_f-2), \quad [kPa] \quad (1.10)$$

în care:

D_f - adâncimea de fundare, în metri;

K_2 - coeficient a cărui valori sunt date în tabelul 1.8;

$\overline{\gamma}$ - greutatea volumică de calcul a straturilor de pământ situate deasupra nivelului tălpii fundaţiei (calculată ca medie ponderată cu grosimea straturilor), în kN/m³.

Tabelul 1.8.

Valorile coeficientului K_2

Denumirea pământurilor	K_2
0	1
Pământuri necoezive, cu excepţia nisipurilor prăfoase	2,5

(continuare tabel 1.8)

0	1
Nisipuri prăfoase și pământuri coezive cu plasticitate redusă și mijlocie	2,0
Pământuri coezive cu plasticitate mare și foarte mare	1,5

La construcțiile cu subsol se ia corecția de adâncime corespunzătoare valorii celei mai mici dintre D_f și D_f' care reprezintă:

D_f - adâncimea de fundare măsurată față de cota terenului sistematizat, la exteriorul peretelui subsolului;

$$D_f' = \frac{q}{\bar{\gamma}},$$

în care:

q - supraîncărcarea permanentă la nivelul tălpii fundației, în partea interioară a peretelui subsolului, în kPa;

$\bar{\gamma}$ - greutatea volumică de calcul a straturilor de pământ situate deasupra nivelului tălpii fundației (calculată ca medie ponderată cu grosimea straturilor), la interiorul peretelui subsolului, în kN/m^3.

1.5.2. <u>Calculul terenului de fundare la starea limită de deformații</u>

Starea limită de deformații a terenului de fundare (SLD) poate fi de natura unei stări limită ultime (SLU), când deformațiile terenului conduc la tasări și deformații ale construcției, incompatibile cu structura de rezistență a acesteia, sau a unei stări limită a exploatării normale (SLEN), dacă deformațiile terenului afectează buna exploatare a construcției.

Calculul terenului de fundare la starea limită de deformații, considerată ca stare limită ultimă (SLU), se efectuaează în următoarele cazuri:

- construcții fundate pe terenuri dificile;
- construcții sensibile la tasări;
- construcții speciale, nesensibile la tasări și fundate pe orice tip de teren, cu excepția rocilor stâncoase.

Calculul la starea limită a exploatării normale se impune a fi efectuat în cazul construcțiilor cu restricții în exploatare, fundate pe orice tip de teren.

În cadrul calculului terenului de fundare la starea limită de deformații (SLD) este necesar să fie satisfăcute următoarele condiții:

- pentru starea limită ultimă (SLU):

$$\Delta_s \leq \bar{\Delta}_s \qquad (1.10)$$

- pentru starea limită de exploatare normală (SLEN):

$$\Delta_t \leq \bar{\Delta}_t \qquad (1.11)$$

în care:

Δ_s - deplasări sau deformații posibile ale construcției datorate tasării terenului de fundare, calculate cu încărcări din gruparea fundamentală pentru SLU;

Δ_t - idem, calculate cu încărcări din gruparea fundamentală pentru SLEN;

$\bar{\Delta}_s$ - deplasări sau deformații de referință, admise pentru structură, stabilite de către proiectantul structurii;

$\bar{\Delta}_t$ - deplasări sau deformații admisibile din punct de vedere tehnologic, stabilite de proiectantul tehnolog.

În lipsa unor valori stabilite de către proiectantul structurii pentru deplasările sau deformațiile admisibile $\bar{\Delta}_s$, în mod orientativ se pot folosi valorile din tabelul 1.9.

Tabelul 1.9

Valori orientative ale deplasărilor sau deformațiilor admise pentru construcții neadaptate în mod special la tasări

Tipul construcției	Deplasări sau deformații orientative admisibile ale fundațiilor: Deformații – Tipul deplasării	Deformații – Valoare admisă	Deplasări (tasări) – Tipul deplasării	Deplasări (tasări) – Valoare admisă cm
0	1	2	3	4
1. Construcții civile și industriale cu structura de rezistență în cadre a) Cadre din beton armat fără umplutură de zidărie sau panouri	tasare relativă	0,002	tasare absolută maximă s_{max}	8
b) Cadre metalice fără umplutură de zidărie sau panouri	tasare relativă	0,004	tasare absolută maximă, s_{max}	12
c) Cadre din beton armat cu umplutură de zidărie	tasare relativă	0,001	tasare absolută maximă s_{max}	8
d) Cadre metalice cu umplutură de zidărie sau panouri	tasare relativă	0,002	tasare absolută maximă s_{max}	12

(continuare tabel 1.9)

0		1	2	3	4
2	Construcţii în structura cărora nu apar eforturi suplimentare datorită tasărilor neuniforme	tasare relativă	0,008	tasare absolută maximă, s_{max}	12
3	Construcţii multietajate cu ziduri portante din: a) panouri mari	încovoiere relativă, f	0,0007	tasare medie, s_m	10
	b) zidărie din blocuri sau cărămidă, fără armare	încovoiere relativă, f	0,001	tasare medie, s_m	10
	c) zidărie din blocuri sau cărămidă armată sau cu centuri armate	încovoiere relativă, f	0,0012	tasare medie, s_m	10
	d) independent de materialul zidurilor	înclinare transversală tg θ_{tr}	0,005	-	-
4	Construcţii înalte, rigide a) Silozuri din beton armat: - turnul elevatoarelor şi grupurile de celule sunt turnate monolit şi reazemă pe acelaşi radier continuu	înclinarea longitudinală sau transversală, tg θ	0,003	tasare medie, s_m	40
	- turnul elevatoarelor şi grupurile de celule sunt din beton armat prefabricat şi reazemă pe acelaşi radier continuu	înclinarea longitudinală sau transversală, tg θ	0,003	tasare medie, s_m	30
	- turnul elevatoarelor rezemat pe un radier independent	înclinare transversală, tg θ_{tr}	0,003	tasare medie, s_m	25
		înclinare longitudinală, tg θ_t	0,004	tasare medie, s_m	25
	- grupuri de celule turnate monolit rezemate pe un radier independent	înclinare longitudinală sau transversală, tg θ	0,004	tasare medie, s_m	40
	- grupuri de celule din beton armat prefabricat rezemate pe un radier independent	înclinare longitudinală sau transversală, tg θ	0,004	tasare medie, s_m	30

(continuare tabel 1.9)

0	1	2	3	4
b) Coşuri de fum cu înălţimea H:				
H < 100 m	înclinare tg θ	0,005	tasare medie, s_m	40
100 ≤ H ≤ 200 m	înclinare tg θ	$\frac{1}{2H^*}$	tasare medie, s_m	30
200 < H ≤ 300 m	înclinare tg θ	$\frac{1}{2H^*}$	tasare medie, s_m	20
H > 300 m	înclinare, tg θ	$\frac{1}{2H^*}$	tasare medie, s_m	10
c) alte construcţii înalte, rigide cu înălţime până la 100 m	înclinare, tg θ	0,004	tasare medie, s_m	20

*) H în metri

În calculul la starea limită de deformaţii, respectiv la calculul tasărilor probabile, se consideră ipoteza comportării terenului de fundare ca un mediu liniar deformabil, în consecinţă trebuie îndeplinite şi condiţiile:

- pentru fundaţii încărcate centric:

$$p_{ef} \leq p_{pl} \qquad (1.12)$$

- pentru încărcări excentrice după o direcţie:

$$p_{ef} \leq p_{pl} \quad \text{şi} \quad p_{ef,max} \leq 1,2 p_{pl} \qquad (1.12.a)$$

- pentru încărcări excentrice după două direcţii:

$$p_{ef} \leq p_{pl} \quad \text{şi} \quad p_{ef,max} \leq 1,4\, p_{pl} \qquad (1.12.b)$$

în care:

p_{ef} - presiunea efectivă medie pe teren la nivelul tălpii fundaţiei, provenită din încărcări de calcul în gruparea fundamentală;

$p_{ef,max}$ - presiunea efectivă maximă pe teren la nivelul tălpii fundaţiei, provenită din încărcările de calcul în gruparea fundamentală, în cazul încărcării excentrice a fundaţiei (după 1 sau 2 direcţii);

p_{pl} - presiunea maximă acceptată pentru terenul de fundare, corespunzătoare unei extinderi limitate a zonelor plastice în teren (presiune de plasticizare).

1.5.2.1. Calculul presiunii p_{pl}

În cazul fundaţiilor izolate având forma în plan dreptunghiulară, presiunea p_{pl} se calculează cu relaţiile:

- la construcţii fără subsol:

$$p_{pl} = m_i.(\bar{\gamma}.B.N_1 + q.N_2 + c.N_3) \quad [kPa] \qquad (1.13)$$

- la construcţii cu subsol:

$$p_{pl} = m_i.(\bar{\gamma}.B.N_1 + \frac{2q_e+q_i}{3}.N_2 + c.N_3) \quad [kPa] \qquad (1.14)$$

în care:

m_i - coeficient al condiţiilor de lucru, a cărui valori sunt date în tabelul 1.10; pentru fundaţii continue (în fâşie) se consideră $m_i=1$;

$\bar{\gamma}$ - valoarea medie ponderată a greutăţii volumice de calcul a straturilor de pământ de sub fundaţie, cuprinse pe o adâncime de B/4, măsurată faţă de talpa fundaţiei, în kN/m^3;

B - lăţimea tălpii fundaţiei, în metri;

q - suprasarcina (presiunea geologică) de calcul la nivelul tălpii fundaţiei ($q= \gamma.D_f$), în kPa;

q_e, q_i- suprasarcina de calcul la nivelul tălpii fundaţiei, la exteriorul şi respectiv la interiorul fundaţiei de subsol, în kPa;

c - valoarea de calcul a coeziunii specifice a stratului de sub talpa fundaţiei, în kPa;

N_1, N_2, N_3- coeficienţi adimensionali a căror mărimi sunt funcţie de valoarea de calcul a unghiului de frecare interioară a stratului de pământ de sub talpa fundaţiei (conform tabelului 1.11).

Tabelul 1.10

Valorile coeficientului condiţiilor de lucru m_i

Nr. crt.	Denumirea terenului de fundare	m_i
0	1	2
1	Bolovănişuri cu interspaţiile umplute cu nisip, pietrişuri şi nisipuri cu excepţia nisipurilor fine şi prăfoase	2,0
2	Nisipuri fine: - uscate sau umede ($S_r \leq 0,8$)	1,7
	- foarte umede sau saturate ($S_r > 0,8$)	1,6
3	Nisipuri prăfoase: - uscate sau umede ($S_r \leq 0,8$)	1,5
	- foarte umede sau saturate ($S_r > 0,8$)	1,3
4	Bolovănişuri şi pietrişuri cu interspaţiile umplute cu pământuri coezive cu $I_C \geq 0,5$	1,3

(continuare tabel 1.10)

0	1	2
5	Pământuri coezive cu $I_C \geq 0,5$	1,4
6	Bolovănişuri şi pietrişuri cu interspaţiile umplute cu pământuri coezive cu $I_C < 0,5$	1,1
7	Pământuri coezive cu $I_C < 0,5$	1,1

Tabelul 1.11

Valorile coeficienţilor N_1, N_2 şi N_3

$\emptyset^c$ grade	N_1	N_2	N_3	$\emptyset^c$ grade	N_1	N_2	N_3
0	0,00	1,00	3,14	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	32	1,34	6,35	8,55
10	0,18	1,73	4,17	34	1,55	7,21	9,21
12	0,23	1,94	4,42	36	1,81	8,25	9,98
14	0,29	2,17	4,69	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	5,00	40	2,46	10,84	11,73
18	0,43	2,72	5,31	42	2,87	12,50	12,77
20	0,51	3,06	5,66	44	3,37	14,48	13,96
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

În lipsa unor date rezultate din încercări geotehnice privind parametrii rezistenţei la forfecare Ø şi c, la calcule preliminare se pot folosi în mod orientativ valorile indicate în tabelul 1.12.

Tabelul 1.12

Valori orientative de calcul ale parametrilor rezistenţei la forfecare Ø şi c

Caracterizarea pământurilor		Indicele porilor e													
		0,45		0,55		0,65		0,75		0,85		0,95		1,05	
		Ø	c	Ø	c	Ø	c	Ø	c	Ø	c	Ø	c	Ø	c
0		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Pământuri necoezive	Nisipuri cu pietriş şi nisipuri mari	37	-	34	-	32	-								
	Nisipuri mijlocii	34	-	32	-	30	-								
	Nisipuri fine	32	-	31	-	27	-	23	-						
	Nisipuri prăfoase	31	-	29	-	25	-	22	-						

(continuare tabel 1.12)

0			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Pământuri coezive saturate ($S_r \geq 0,8$)	$I_p < 10\%$	$0,75 < I_c \leq 1$	25	10	24	7	22	5								
		$0,5 < I_c \leq 0,75$	23	8	22	6	20	4	17	2						
	$10\% < I_p \leq 20\%$	$0,75 < I_c \leq 1$	22	30	21	24	20	20	19	16	18	14	16	12		
		$0,5 < I_c \leq 0,75$	20	25	19	22	18	18	17	15	15	12	14	10		
		$0,25 < I_c \leq 0,5$					16	16	15	13	13	10	11	9	10	7
	$I_p > 20\%$	$0,75 < I_c \leq 1$			17	53	16	44	15	35	15	31	13	27	11	24
		$0,5 < I_c \leq 0,75$					15	37	14	33	13	28	11	24	9	21
		$0,25 < I_c \leq 0,5$					12	29	11	27	10	23	8	21	5	19

OBSERVAŢII:

1) Valorile din tabelul 1.12 sunt exprimate pentru Ø în grade şi pentru c în kPa;
2) Valorile din tabelul 1.12 se referă la pământuri care conţin maxim 5 % materii organice;
3) Pentru valori intermediare ale indicelui porilor se interpolează liniar pentru obţinerea caracteristicilor Ø şi c.

Relaţiile de calcul (1.13) şi (1.14) pot fi aplicate şi în cazul unor fundaţii cu talpa în formă de cerc sau de poligon regulat; în aceste cazuri se ia valoarea $B=\sqrt{S}$, unde S este suprafaţa tălpii fundaţiei de formă circulară sau poligonală.

1.5.2.2. Calculul tasărilor probabile

La calculul tasărilor probabile intervin următoarele caracteristici de deformabilitate ale terenului de fundare:

- modulul de deformaţie liniară, E, în kPa;
- modulul de deformaţie edometric, M în kPa;
- coeficientul de deformaţie laterală (coeficientul lui Poisson), ν.

Pentru coeficientul de deformaţie laterală (coeficientul lui Poisson) se pot adopta valorile indicate în tabelul 1.13.

Tabelul 1.13.

Valorile coeficientului de deformaţie laterală

Denumirea pământurilor	ν
Bolovănişuri şi pietrişuri	0,27
Nisipuri (inclusiv nisipuri prăfoase şi nisipuri argiloase)	0,30
Praf, praf argilos, argilă nisipoasă, argilă prăfoasă	0,35
Argilă, argilă grasă	0,42

La calculul definitiv pentru construcţii din clasele de importanţă I şi II se recomandă ca valoarea modulului de deformaţie liniară E să se determine prin încercări de teren (încărcare cu placa).

În lipsa încercărilor de teren efectuate cu placa de încărcare, pentru calculul deformaţiilor în faze preliminare de proiectare la construcţiile din clasele I şi II, precum şi pentru calcule definitive la construcţiile din clasele III, IV şi V, se admite determinarea indirectă a valorii modulului de deformaţie liniară E, pe baza unor corelaţii stabilite cu rezultatele altor încercări de teren (presiometrie, penetrare statică şi în terenuri necoezive, penetrare dinamică). De asemenea, în aceste cazuri modulul de deformaţie liniară E se poate determina pe baza valorilor modulului de deformaţie edometric, M cu relaţia:

$$E = M_0 \cdot M \,, \qquad [kPa] \qquad (1.15)$$

în care:

M - valoarea de calcul a modulului de deformaţie edometric pentru stratul de pământ respectiv, determinat conform STAS 8942/1-84, în kPa;

M_0 - coeficient de corecţie ce se determină experimental şi pentru care se pot adopta, orientativ, valorile din tabelul 1.14.

Tabelul 1.14.

Valorile coeficientului M_0

Denumirea pământurilor	I_c	Indicele porilor e: 0,41...0,60	0,61...0,80	0,81...1,00	1,01...1,10
		M_0			
Nisipuri,(cu excepţia nisipului argilos)	-	1,0	1,0	-	-
Nisip argilos, praf nisipos, argilă nisipoasă	0,00...1,00	1,6	1,3	1,0	-
Praf, praf argilos, argilă prăfoasă	0,76...1,00	2,3	1,7	1,3	1,1
	0,50...0,75	1,9	1,5	1,2	1,0
Argilă, argilă grasă	0,76...1,00	1,8	1,5	1,3	1,2
	0,50...0,75	1,5	1,3	1,1	1,0

NOTĂ: Pentru pământuri prăfoase şi argiloase având $I_c < 0,5$ sau $e > 1,10$, dacă nu se dispune de date experimentale, se poate accepta $M_0=1$.

În mod orientativ, numai pentru evaluarea preliminară a deformaţiilor terenului de fundare, se pot utiliza valorile modulului de deformaţie liniară E, date în tabelul 1.15.

Tabelul 1.15

Valori orientative de calcul ale modulului de deformaţie liniară E

Caracterizarea pământurilor				Indicele porilor e						
	Origine	Compoziţie granulometrică	I_c	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
				Valori de calcul ale modulului E, kPa						
Pământuri necoezive	Nisipuri cu pietriş, nisipuri mari şi mijlocii			50000	40000	30000				
	Nisipuri fine			48000	38000	28000	18000			
	Nisipuri prăfoase			39000	28000	18000	11000			
Pământuri coezive având $S_r>0,8$ şi maximum 5% materii organice	aluviale, deluviale, lacustre	praf nisipos	0,25...1	32000	24000	16000	10000	7000		
		praf, praf argilos, argilă prăfoasă, argilă nisipoasă	0,75...1	34000	27000	22000	17000	14000	11000	
			0,5...0,75	32000	25000	19000	14000	11000	8000	
		argilă, argilă grasă	0,75...1	-	28000	24000	21000	18000	15000	12000
			0,5...0,75	-	-	21000	18000	15000	12000	9000
	flavio-glaciale	praf nisipos	0,25...1	33000	24000	17000	11000	7000		
		praf, praf argilos, argilă prăfoasă, argilă nisipoasă	0,75...1	40000	33000	27000	21000			
			0,5...0,75	35000	28000	22000	17000	14000		

A. Calculul tasării probabile cu metoda însumării pe straturi elementare

Pentru calculul tasării probabile cu această metodă, terenul de fundare pe adâncimea zonei active, începând de la nivelul tălpii fundaţiei, se împarte în straturi elementare; fiecare strat elementar este alcătuit din pământ omogen şi trebuie să aibă grosimea de maxim 0,4 B (B fiind lăţimea tălpii fundaţiei).

Adâncimea zonei active z^o, pe care se calculează tasarea, reprezintă distanţa pe verticală dintre nivelul tălpii fundaţiei şi nivelul la care este îndeplinită condiţia:

$$\sigma_{z^o} \leq 0,2\ \sigma_{gz^o} \qquad (1.16)$$

în care:

σ_{gz^o} = presiunea geologică la adâncimea z^o faţă de nivelul tălpii fundaţiei;

σ_{z^o} - tensiunea verticală în teren; în punctul situat pe axa fundaţiei la adâncimea z^o, generată de presiunea netă de la nivelul tălpii fundaţiei.

Presiunea netă p_n se calculează cu relaţia:

$$p_n = p_{ef} - \gamma \cdot D_f \qquad [kPa] \qquad (1.17)$$

unde:

p_{ef} - presiunea efectivă medie dată rezultanta încărcărilor de calcul provenite din construcţie, corespunzătoare grupării fundamentale, în kPa;

γ - greutatea volumică medie a pământului situat deasupra nivelului tălpii fundaţiei, în kN/m^3;

D_f - adâncimea de fundare, în metri.

În cazul când limita inferioară a zonei active, stabilită prin condiţia (1.16), rezultă în cuprinsul unui strat cu modul de deformaţie liniară mult mai redus decât a straturilor superioare sau având $E \leq 5000$ kPa, adâncimea zonei active z^o se măreşte incluzând în întregime acest strat sau până la îndeplinirea condiţiei:

$$\sigma_{z^o} \leq 0,1\ \sigma_{gz^o} \qquad (1.18)$$

Tensiunea verticală σ_{zi} dintr-un punct al terenului de fundare, situat pe axa fundaţiei la adâncimea z_i faţă de nivelul tălpii fundaţiei, se calculează cu relaţia:

$$\sigma_{zi} = \alpha_{oi} \cdot p_n , \qquad [kPa] \qquad (1.19)$$

α_{oi} - coeficientul de distribuție pe adâncime a tensiunilor verticale în axa fundației pentru presiune uniform distribuită, a cărui valori sunt date în tabelul 1.16, în funcție de rapoartele L/B și z_i/B (L-lungimea tălpii fundației, B-lățimea tălpii fundației).

Tabelul 1.16

Valorile coeficientului α_{oi} pentru calculul distribuției pe adâncime a tensiunilor verticale în axa fundației

z_i/B	Fundații în formă de:				
	cerc	dreptunghi, cu raportul laturilor L/B			
		1	2	3	≥ 10
	1/2 · α_o				
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,2	0,95	0,96	0,96	0.98	0,98
0,4	0,76	0,80	0,87	0,88	0,88
0,6	0,55	0,61	0,73	0,75	0,75
0,8	0,39	0,45	0,53	0,63	0,64
1,0	0,29	0,34	0,48	0,53	0,55
1,2	0,22	0,26	0,39	0,44	0,48
1,4	0,17	0,20	0,32	0,38	0,42
1,6	0,13	0,16	0,27	0,32	0,37
2,0	0,09	0,11	0,19	0,24	0,31
3,0	0,04	0,05	0,10	0,13	0,21
4,0	0,02	0,03	0,06	0,08	0,16
5,0	0,02	0,02	0,04	0,05	0,13
6,0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,10

OBSERVAȚIE: - Pentru valori intermediare ale rapoartelor z_i/B și L/B se admite interpolarea liniară a valorilor α_{oi}.

Tasarea absolută probabilă se calculează cu formula:

$$s = 100.\beta \sum_{i}^{n} \frac{\sigma_{zi}^{med} \cdot h_i}{E_i} \qquad [cm] \qquad (1.20)$$

în care:

β - coeficient de corecție egal cu 0,8;

σ_{zi}^{med} - tensiunea verticală medie în stratul elementar i, calculată cu relația:

$$\sigma_{zi}^{med} = \frac{\sigma_{zi}^{sup} + \sigma_{zi}^{inf}}{2},$$

σ_{zi}^{sup}, σ_{zi}^{inf} - tensiunea verticală la limita superioară, respectiv inferioară, a stratului elementar i, calculată cu relația (1.19), în kPa;

h_i - grosimea stratului elementar i, în metri;

E_i - modulul de deformație liniară al stratului elementar i, în kPa;

n - numărul de straturi elementare de pe cuprinsul zonei active.

8. Calculul tasării probabile cu metoda stratului liniar deformabil de grosime finită (Metoda Egorov)

Această metodă poate fi aplicată atunci când în limita zonei active apare un strat practic incompresibil (E > 100000 kPa), sau în cazul când lățimea (diametrul) tălpii fundației B > 10 m, iar straturile care constituie zona activă se caracterizează printr-un modul de deformație liniară E > 10000 kPa.

Relația de calcul a tasării absolute probabile în acest caz este:

$$s = 100.m.p_n.B \sum_{i}^{n} \frac{K_i - K_{i-1}}{E_i}.(1-\nu_i^2) \qquad [cm] \qquad (1.21)$$

în care:

m - coeficient de corecție prin care se ține seama de grosimea stratului deformabil z^o (tabelul 1.17);

p_n - presiunea netă medie, calculată cu relația (1.17), în kPa;

B - lățimea (diametrul) tălpii fundației, în metri;

n - numărul straturilor de pământ diferite din cuprinsul zonei active;

K_i, K_{i-1} - coeficienți adimensionali, corespunzători nivelului inferior și respectiv superior al stratului deformabil i (conform tabelului 1.18);

E_i - modulul de deformație liniară a stratului i, în kPa;

ν_i - coeficientul de deformație laterală a stratului i (tabelul 1.13).

Tabelul 1.17.

Valorile coeficientului de corecție m

z^o/B	m
0,00...0,25	1,5
0,26...0,50	1,4
0,51...1,00	1,3
1,01...1,50	1,2
1,51...2,50	1,1
> 2,50	1,0

Tabelul 1.18.

Valorile coeficienților K_i pentru calculul tasării cu metoda Egorov

$\frac{z}{B}$	K_i						
	Fundații circulare	Fundații dreptunghiulare cu raportul L/B egal cu:					
		1,0	1,5	2,0	3,0	5,0	> 10,0
0	1	2	3	4	5	6	7
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	0,045	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,052

(continuare tabel 1.18)

0	1	2	3	4	5	6	7
0,2	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,3	0,135	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150	0,156
0,4	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
0,5	0,233	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,260
0,6	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311
0,7	0,308	0,349	0,349	0,349	0,349	0,349	0,362
0,8	0,348	0,381	0,397	0,397	0,397	0,397	0,412
0,9	0,382	0,415	0,437	0,442	0,442	0,422	0,462
1,0	0,411	0,446	0,476	0,484	0,484	0,484	0,511
1,1	0,437	0,474	0,511	0,524	0,525	0,525	0,560
1,2	0,461	0,499	0,543	0,561	0,566	0,566	0,605
1,3	0,482	0,522	0,573	0,595	0,604	0,604	0,648
1,4	0,501	0,542	0,601	0,626	0,640	0,640	0,687
1,5	0,517	0,560	0,625	0,655	0,674	0,674	0,726
1,6	0,532	0,577	0,647	0,682	0,706	0,708	0,763
1,7	0,546	0,592	0,668	0,707	0,736	0,741	0,798
1,8	0,558	0,606	0,688	0,730	0,764	0,772	0,831
1,9	0,569	0,618	0,708	0,752	0,791	0,808	0,862
2,0	0,579	0,630	0,722	0,773	0,816	0,830	0,892
2,1	0,588	0,641	0,737	0,791	0,839	0,853	0,021
2,2	0,596	0,651	0,751	0,809	0,861	0,885	0,049
2,3	0,604	0,660	0,764	0,824	0,888	0,908	0,976
2,4	0,611	0,668	0,776	0,841	0,902	0,932	1,001
2,5	0,618	0,676	0,787	0,855	0,921	0,955	1,025
2,6	0,624	0,683	0,798	0,868	0,939	0,977	1,050
2,7	0,630	0,690	0,808	0,881	0,955	0,998	1,073
2,8	0,635	0,697	0,818	0,893	0,971	1,018	1,095
2,9	0,640	0,703	0,827	0,904	0,986	1,038	1,117
3,0	0,645	0,709	0,836	0,913	1,000	1,057	1,138
3,1	0,649	0,714	0,843	0,924	1,014	1,074	1,158
3,2	0,653	0,719	0,850	0,934	1,027	1,091	1,197
3,3	0,657	0,724	0,857	0,943	1,040	1,107	1,197
3,4	0,661	0,728	0,863	0,951	1,051	1,123	1,215
3,5	0,644	0,732	0,869	0,959	1,062	1,138	1,233
4,0	0,679	0,751	0,897	0,995	1,111	1,205	1,316
4,5	0,691	0,766	0,918	1,022	1,151	1,262	1,390
5,0	0,700	0,777	0,935	1,045	1,183	1,309	1,456

1.5.3. Calculul terenului de fundare la starea limită de capacitate portantă

Calculul terenului de fundare la starea limită de capacitate portantă (SLCP) se efectuează în următoarele cazuri:

- pentru toate construcţiile fundate pe terenuri dificile;
- pentru toate construcţiile fundate pe terenuri coezive saturate, supuse unor încărcări aplicate rapid;
- pentru toate construcţiile speciale fundate pe roci stâncoase;
- pentru toate tipurile de construcţii la care încărcările orizontale sunt importante (H>0,1V, unde H şi V reprezintă componentele orizontală respectiv verticală, ale rezultantei încărcărilor la nivelul tălpii fundaţiei);
- pentru toate tipurile de construcţii, cu fundaţiile aşezate pe taluzuri sau în apropierea acestora.

În calculul terenului la starea limită de capacitate portantă trebuie respectată următoarea condiţie generală:

$$Q \leq m.R \;, \qquad (1.22)$$

în care:

Q - încărcarea de calcul ce acţionează asupra terenului de fundare corespunzătoare celei mai defavorabile grupări speciale; aceasta poate fi de natura unei presiuni efective, forţă de alunecare, moment de răsturnare etc.;

R - capacitatea portantă de calcul a terenului de fundare care poate fi de natura unei presiuni critice, rezistenţe la forfecare, moment de stabilitate etc;

m - coeficientul condiţiilor de lucru.

La construcţii cu fundaţii directe şi având talpa orizontală, condiţia generală (1.22) poate fi scrisă sub forma:

$$p'_{ef} \leq m_c \cdot p_{cr} \qquad (1.23)$$

în care:

p'_{ef} - presiune efectivă medie pe teren provenită din încărcările de calcul corespunzătoare celei mai defavorabile grupări speciale posibile;

m_c - coeficient al condiţiilor de lucru egal cu 0,9;

p_{cr} - presiunea critică corespunzătoare cedării generale a terenului de fundare.

1.5.3.1. Calculul presiunii critice p_{cr}

În condiţiile unei stratificaţii aproximativ orizontale şi a unei înclinări a rezultantei încărcărilor de calcul faţă de verticală mai mică de 5^o,

presiunea critică se poate calcula cu următoarea relaţie:

$$p_{cr} = \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot \lambda_\gamma + q \cdot N_q \cdot \lambda_q + c \cdot N_c \cdot \lambda_c \quad [kPa] \qquad (1.24)$$

în care:

γ - greutatea volumică de calcul a straturilor de pământ de sub talpa fundaţiei, în kN/m^3;

B' - lăţimea redusă a tălpii fundaţiei ($B'=B-2e_B$, unde e_B reprezintă excentricitatea rezultantei încărcărilor faţă de axa transversală a tălpii fundaţiei, adică în direcţia lăţimii B), în metri.

q - suprasarcina de calcul care acţionează la nivelul tălpii fundaţiei, lateral acesteia, în kPa;

c - valoarea de calcul a coeziunii specifice a straturilor de pământ de sub talpa fundaţiei, în kPa;

N_γ, N_q, N_c - coeficienţi de capacitate portantă, a căror mărimi sunt date în tabelul 1.19, în funcţie de valoarea de calcul a unghiului de frecare interioară ϕ al straturilor de pământ de sub talpa fundaţiei;

λ_γ, λ_q, λ_c - coeficienţi de formă a tălpii fundaţiei, a căror valori sunt date în tabelul 1.20.

Tabelul 1.19

Valorile coeficienţilor de capacitate portantă N_γ, N_q, N_c

ϕ	N_γ	N_q	N_c
0°	0,0	1,0	5,1
5°	0,1	1,6	6,5
10°	0,2	2,5	8,3
15°	0,7	3,9	11,0
20°	1,8	6,4	14,8
22°30'	2,7	8,2	17,5
25°	4,1	10,7	20,7
27°30'	6,1	13,9	24,9
30°	9,0	18,4	30,1
32°30'	13,6	24,6	37,0
35°	20,4	33,3	46,1
37°30'	31,0	45,8	58,4
40°	47,7	64,2	75,3
42°30'	75,0	91,9	99,3
45°	120,5	134,9	133,9

Tabelul 1.20.

Valorile coeficienţilor de formă $\lambda_\gamma, \lambda_q, \lambda_c$.

Forma fundaţiei	λ_c, λ_q	λ_γ
- Continuă	1,0	1,0
- Dreptunghiulară B/L ⩾ 0,2	1 + 0,3 B'/L'	1 - 0,4 B'/L'
- Pătrat, cerc	1,3	0,6

$B'=B-2e_B$ şi $L'=L-2e_L$ - lăţimea şi respectiv lungimea redusă a tălpii fundaţiei (e_B-excentricitatea rezultantei încărcărilor în direcţia lăţimii B; e_L-idem, în direcţia lungimii L).

În condiţiile unei stratificaţii a terenului de fundare alcătuită din straturi de pământ la care parametrii rezistenţei la forfecare ϕ şi c nu diferă cu mai mult de 50 %, valorile caracteristicilor geotehnice (γ, ϕ şi c) care intervin în calculul presiunii critice (relaţia 1.24) se determină ca medii ponderate, cu contribuţia fiecărui strat de pe adâncimea t, determinată cu relaţia:

$$t = B \cdot f(\phi_1) \quad [m] \qquad (1.25)$$

în care:

B - lăţimea tălpii fundaţiei, în metri;

$f(\phi_1)$ - coeficient adimensional a cărui valoare este funcţie de unghiul de frecare interioară ϕ_1 al stratului de pământ în contact direct cu talpa fundaţiei (conform tabelului 1.21).

Tabelul 1.21.

Valorile funcţiei $f(\phi_1)$

ϕ_1	$f(\phi_1)$
0°	0,70
5°	0,75
10°	0,80
15°	0,85
20°	0,92
25°	1,00
30°	1,10
35°	1,30
40°	1,70
45°	2,20

În cazul când în cuprinsul zonei active a terenului de fundare apare un strat slab, având rezistenţa la forfecare sub 50 % din cea a straturilor de deasupra, este necesar să se calculeze şi să se verifice presiunea critică a acestui strat, considerând că fundaţia reazemă direct pe el şi îi transmite o presiune efectivă, egală ca mărime cu tensiunea verticală de la adâncimea respectivă, generată de încărcarea reală de la cota de fundare.

ANEXA 1.1.

Valorile rezistențelor caracteristice și de calcul ale betonului

Tipul rezistenței			Simbol	Bc 3,5	Bc 5	Bc 7,5	Bc 10	Bc 15	Bc 20	Bc 25	Bc 30	Bc 35	Bc 40	Bc 50	Bc 60
				Clasa de beton											
Rezistențe caracteristice ale betonului, N/mm²															
Compresiune			R_{ck}	3	4,5	6,4	8,5	12,5	16,6	20,5	24,3	28,0	31,6	38,5	45,0
Întindere	Beton obișnuit		R_{tk}	-	-	0,76	0,92	1,19	1,43	1,65	1,86	2,03	2,20	2,51	2,78
	Beton cu agregate ușoare cu subcategoria de densitate	1,6				0,59	0,72	0,93	-	-	-	-	-	-	-
		1,7 1,8				0,64	0,77	1,00	1,20	1,38	1,56	-			
		1,9 2,0				-	-	-	1,23	1,42	1,59	1,74			
Rezistențe de calcul ale betonului, valori de bază, N/mm²															
Compresiune			R_c	2,2	3,2	4,7	6,5	9,5	12,5	15,0	18,0	20,5	22,5	26,5	31,5
Întindere	Beton obișnuit		R_t	-	-	0,50	0,60	0,80	0,95	1,10	1,25	1,35	1,45	1,65	1,85
	Beton cu agregate ușoare cu subcategoria de densitate	1,6		-	-	0,40	0,50	0,65	-	-	-	-	-	-	-
		1,7 1,8		-	-	0,45	0,55	0,70	0,80	0,90	1,00	-	-	-	-
		1,9 2,0		-	-	-	-	-	0,85	0,95	1,05	1,10	-	-	-

ANEXA 1.2.

Valorile modulului de elasticitate al betonului, E_b

Clasa de beton	Bc 7,5	Bc 10	Bc 15	Bc 20	Bc 25	Bc 30	Bc 35	Bc 40	Bc 50	Bc 60
E_b, N/mm²	14000	21000	24000	27000	30000	32500	34500	36000	38000	40000

ANEXA 1.3.

Valorile rezistențelor caracteristice și de calcul ale armăturilor nepretensionate

Marca de oțel	Diametrul nominal mm	Rezistența caracteristică R_{ak}, N/mm²	Rezistența de calcul (valori de bază) R_a, N/mm²
PC 60	6...12	420	350
	14...28	405	
	32...40	395	
PC 52	6...14	355	300
	16...28	345	
	32...40	335	
OB 37	6...12	255	290
	14...40	235	210
STNB și STPB	3...4	490	370
	4,5...7,1	440	
	8...10	390	325

CAPITOLUL 2

2. FUNDAŢII IZOLATE SUB STÂLPI

Fundaţiile izolate sub stâlpi se pot executa sub formă de:
- talpă din beton armat;
- bloc din beton simplu şi cuzinet din beton armat;
- pahare pentru stâlpi prefabricaţi.

2.1. Fundaţii izolate cu talpă din beton armat

Acest tip de fundaţii se execută din beton armat sub forma unor plăci masive, făcând corp comun cu stâlpii turnaţi monolit care se încastrează în aceste plăci.

Forma suprafeţei în plan a fundaţiei poate fi pătrată sau dreptunghiulară, păstrându-se în general acelaşi raport între dimensiunile tălpii fundaţiei ca şi între cele ale secţiunii stâlpului.

În funcţie de mărimea suprafeţei în plan, forma fundaţiei poate fi paralelipipedică, dacă suprafaţa este mică ($S < 1\ m^2$), în trepte sau obelisc, dacă suprafaţa este mare (fig.2.1.a,b,c,d).

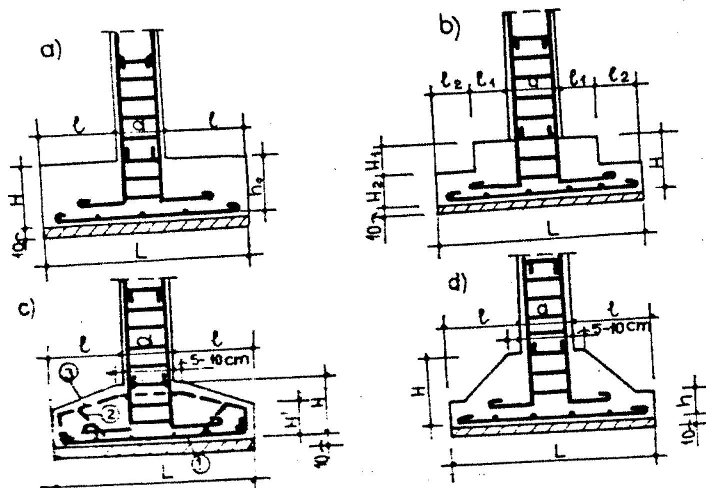


Fig. 2.1.

În general, fundaţiile izolate cu talpă din beton armat se folosesc în cazul stâlpilor solicitaţi şi la momente încovoietoare mari, pentru a realiza

o mai bună încastrare a acestora în fundaţii.

2.1.1. Stabilirea dimensiunilor fundaţiei

A. Dimensiunile în plan (L şi B) ale tălpii fundaţiei se stabilesc pe baza calculului terenului de fundare, prin verificarea condiţiei generale (1.2), de nedepăşire a presiunii maxime acceptate pe terenul de fundare p_{tr}, precum şi a condiţiei (1.3) dacă este cazul.

Explicitând relaţia generală (1.2), respectiv relaţiile de verificare (1.4, 1.5 şi 1.6), corespunzătoare cazului când calculul terenului de fundare se face pe baza presiunilor convenţionale, rezultă:

- pentru solicitări centrice

$$p_{ef} = \frac{N+G_f}{S} \leq p_{conv} \qquad (2.1)$$

respectiv: $$S = \frac{N+G_f}{p_{conv}} \qquad (2.2)$$

unde: $S = L.B$ reprezintă suprafaţa tălpii fundaţiei, L fiind dimensiunea mare, iar B dimensiunea mică;

N = încărcarea axială de calcul transmisă de stâlp şi provenită din gruparea fundamentală;

G_f = greutatea proprie de calcul a fundaţiei şi a pământului de umplutură.

- pentru solicitări excentrice după o direcţie:

$$p_{ef_{1,2}} = \frac{N+G_f}{S} \pm \frac{M}{W} = \frac{N+G_f}{L.B}.(1 \pm \frac{6e}{L}) = \begin{cases} p_{ef_1} \\ p_{ef_2} \end{cases} \qquad (2.3)$$

$p_{ef_1} = p_{ef\ max} \leq 1,2\ p_{conv}$; $\quad p_{ef_2} = p_{ef\ min} \geq 0$ (recomandare)

$$p_{ef} = \frac{p_{ef_1} + p_{ef_2}}{2} = \frac{N+G_f}{L.B} \leq p_{conv}$$

unde: M - momentul de încovoiere faţă de mijlocul bazei fundaţiei, dat de toate încărcările de calcul din gruparea fundamentală ce acţionează asupra fundaţiei;

$W = \frac{L^2.B}{6}$ - modulul de rezistenţă în direcţia solicitării M;

$e = \frac{M}{N+G_f}$ - excentricitatea în direcţia solicitării M.

- pentru solicitări excentrice după două direcţii

$$p_{ef_{1,2,3,4}} = \frac{N+G_f}{S} \pm \frac{M_1}{W_1} \pm \frac{M_2}{W_2} = \frac{N+G_f}{L.B}.(1 \pm \frac{6e_1}{L} \pm \frac{6e_2}{B}); \qquad (2.4)$$

$p_{ef_1} = p_{ef\ max} \leqslant 1,4\ p_{conv}$

$p_{ef_3} = p_{ef\ min} \geqslant 0$ (recomandare)

unde M_1 şi M_2 - momentele de încovoiere faţă de mijlocul bazei fundaţiei, date de toate încărcările de calcul din grupările fundamentale ce acţionează asupra fundaţiei;

$W_1 = \frac{L^2B}{6}$ şi $W_2 = \frac{LB^2}{6}$ - modulii de rezistenţă ai suprafeţei tălpii fundaţiei în direcţiile de acţiune a momentelor M_1 şi M_2;

$e_1 = \frac{M_1}{N+G_f}$ şi $e_2 = \frac{M_2}{N+G_f}$ - excentricităţile în direcţiile de acţiune a momentelor M_1 şi M_2.

În cazul când presiunea efectivă pe teren se calculează cu încărcările de calcul din gruparea specială, se folosesc condiţiile de verificare (1.4.a, 1.5.a şi 1.6.a).

Dimensiunile în plan ale fundaţiilor vor fi, de regulă, astfel alese încât rezultanta încărcărilor provenite din acţiunile grupării fundamentale să fie aplicată în cadrul sâmburelui central (vezi condiţiile impuse lui $p_{ef\ min}$, în relaţiile 2.3 şi 2.4).

Pentru situaţiile în care în grupările fundamentale intervin solicitări orizontale importante, nepermanente, se admite ca rezultanta încărcărilor să se aplice în afara sâmburelui central cu condiţia însă ca secţiunea activă a tălpii fundaţiei să nu fie mai mică de 80 % din aria totală a acesteia. Sub acţiunea încărcărilor din grupări speciale, secţiunea activă a tălpii fundaţiei trebuie să se extindă cel puţin până în dreptul centrului de greutate al tălpii fundaţiei.

În cazurile în care nu toată suprafaţa tălpii fundaţiei este activă, se impune şi verificarea stabilităţii la răsturnare a construcţiei, mai ales în cazul construcţiilor înalte.

B. Înălţimea H a fundaţiei (fig.2.1) trebuie aleasă în aşa fel, încât să asigure o rigiditate suficientă a fundaţiei în raport cu terenul de fundare, pentru a putea considera repartizarea plan-liniară a presiunilor efective pe teren. Această rigiditate se asigură prin respectarea valorilor minime ale raportului H/L, din tabelul 2.1.

Dacă raportul H/L este mai mare decât valorile din coloana 3 a tabelului 2.1, nu mai este necesară verificarea la forţă tăietoare.

Tabelul 2.1.

Valorile raportului H/L

Presiunea maximă pe teren, în kPa	Valorile (H/L) peste care nu mai este necesară verificarea la forţă tăietoare pentru B_c 10	$(H/L)_{min}$
1	2	3
100	0,22	0,25
150	0,25	
200	0,28	0,27
250	0,30	
300	0,30	0,29
350	0,33	
400	0,33	0,33
450	0,33	
500	0,33	0,35
550	0,33	
600	0,33	

Din considerente economice, în special pentru reducerea consumului de oţel, se recomandă să se aleagă $\frac{H}{L} = 0,25...0,35$.

Înălţimea minimă constructivă H a tălpii este de 30 cm, iar înălţimea la marginea obeliscului fundaţiei se ia: $H' = \frac{H}{3}...\frac{H}{2}$, dar cel puţin 20 cm (fig.2.1).

2.1.2. Armarea tălpii fundaţiei

Talpa fundaţiei se armează la partea inferioară cu o reţea de bare drepte paralele cu laturile fundaţiei având diametrul minim 8 mm şi distanţa între ele de 10-25 cm. Procentul minim de armare pe fiecare direcţie se ia de 0,05 %.

La calcularea armăturii din talpă se încarcă talpa fundaţiei cu diagrama de presiuni pe teren provenită din încărcările exterioare, considerată ca reacţiune. Talpa fundaţiei se descompune în patru console, delimitate de conturul fundaţiei şi de patru drepte, duse din colţurile secţiunii stâlpului, care includ cu laturile acestuia unghiuri de 45°.

Cele patru console se consideră încastrate în secţiunile de la marginile stâlpului, momentele încovoietoare date de reacţiunile terenului calculându-se în aceste secţiuni. În funcţie de natura încărcărilor din stâlpi (centrică, excentrică), pentru determinarea presiunii p', necesară stabilirii armăturii, se aplică una din formulele (2.1, 2.3 şi 2.4), introducându-se în calcul numai încărcările exterioare.

Momentele încovoietoare, cu ajutorul cărora se calculează armătura din talpa fundaţiei după cele două direcţii, se pot determina cu formulele de mai jos:

a. Fundaţie pătrată sub stâlp cu secţiune pătrată solicitat la sarcini centrice (fig.2.2)

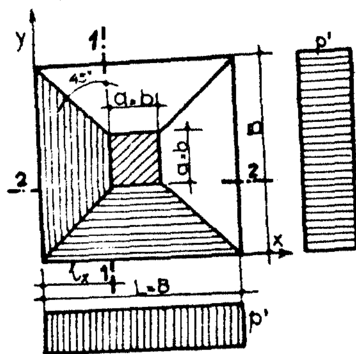


Fig. 2.2.

Momentele încovoietoare faţă de secţiunile 1-1 şi 2-2 se calculează cu relaţia:

$$M_1 = M_2 = \frac{2B+b}{24}.(B-b)^2.p' \quad (2.5)$$

în care:

L=B - latura bazei fundaţiei;

a=b - latura secţiunii stâlpului;

p' - presiunea pe teren dată de încărcările exterioare, considerată ca reacţiune a terenului.

b. Fundaţie pătrată sub stâlp cu secţiune pătrată solicitat la sarcini excentrice după o direcţie (fig.2.3)

$$l_x = l_y$$

$$M_1 = \frac{Bl^2_x}{6}.(2p'+p'_o) - \frac{l^3_x}{6}(p'_1+p'_o) \quad (2.6)$$

$$M_2 = \frac{p'_{med}.l_y}{6}.(2B+b) \quad (2.7)$$

în care:

l_x şi l_y - distanţele de la secţiunile de calcul până la marginile fundaţiei.

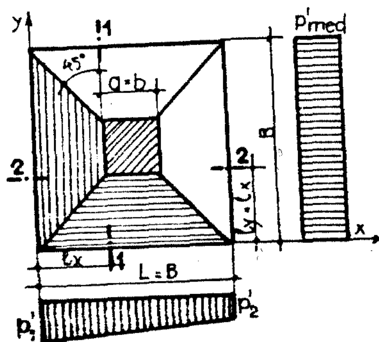


Fig. 2.3.

$$p'_{med} = \frac{p'_1 + p'_2}{2} = \frac{N}{B^2} \quad (2.8)$$

$$p'_o = p'_2 + \frac{B - l_x}{B}.(p'_1-p'_2) \quad (2.9)$$

c. Fundaţie pătrată sub stâlp cu secţiune pătrată solicitat la sarcini excentrice după două direcţii (fig.2.4)

$$M_1 = \frac{B.l^2_x}{6}(2p'_{12}+p'_{ox}) - \frac{l^3_x}{6}.(p'_{12}+p'_{ox}) \quad (2.10)$$

$$M_2 = \frac{B.l^2_y}{6}.(2p'_{14}+p'_{oy}) - \frac{l^3_y}{6}.(p'_{14}+p'_{oy}) \quad (2.11)$$

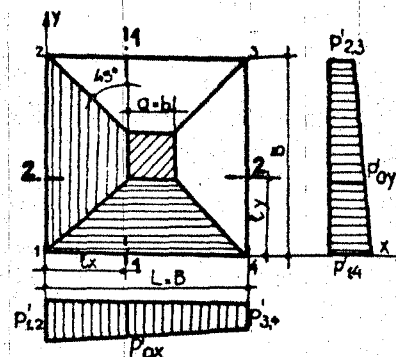


Fig. 2.4.

unde:

$$p'_{12} = \frac{p'_1 + p'_2}{2} \quad (2.12)$$

$$p'_{34} = \frac{p'_3 + p'_4}{2} \quad (2.13)$$

$$p'_{14} = \frac{p'_1 + p'_4}{2} \quad (2.14)$$

$$p'_{23} = \frac{p'_2 + p'_3}{2} \quad (2.15)$$

p'_1, p'_2, p'_3, p'_4 - valoarea presiunilor provenite din încărcările exterioare în cele 4 colţuri ale tălpii fundaţiei.

$$p'_{ox} = p'_{34} + \frac{L-l_x}{L}.(p'_{12}-p'_{34}) \quad (2.16)$$

$$p'_{oy} = p'_{23} + \frac{B-l_y}{B}.(p'_{14}-p'_{23}) \quad (2.17)$$

d. Fundaţie dreptunghiulară sub stâlp solicitat la sarcini centrice (fig.2.5)

$$M_1 = \frac{p'}{6}(3Bl^2_x - 2l^3_y) \quad (2.18)$$

$$M_2 = \frac{p'l^2_y}{6}(3a + 4l_y) \quad (2.19)$$

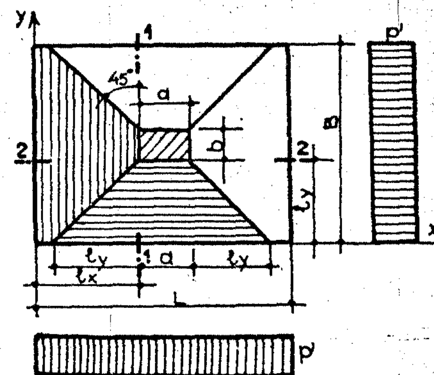


Fig. 2.5.

e. Fundaţie dreptunghiulară sub stâlp solicitat la sarcini excentrice după o direcţie (fig.2.6)

Cazul: $l_x > l_y$

$$M_1 = \frac{Bl^2_x}{6}.(2p'_1 + p'_o) - \frac{l^3_y}{6}.(p'_3 + p'_o) \quad (2.20)$$

$$M_2 = \frac{p'_{med}.l^2_y}{6}.(3a + 4l_y) \quad (2.21)$$

$$p'_o = p'_2 + \frac{L-l_x}{L}.(p'_1 - p'_2) \quad (2.22)$$

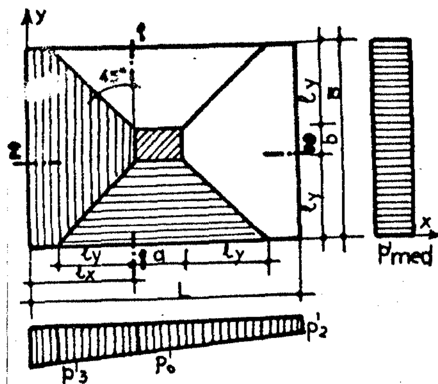


Fig. 2.6.

$$p'_3 = p'_2 + \frac{L - \ell_x + \ell_y}{L}(p'_1 - p'_2) \qquad (2.23)$$

$$p'_{med} = \frac{p'_1 + p'_2}{2} \qquad (2.24)$$

Cazul: $\ell_x > \ell_y$ (fig.2.7)

$$M_1 = \frac{b\ell_x^2}{6}(2p'_1 + p'_o) + \frac{\ell_x^3}{6}(3p'_1 + p'_o) \qquad (2.25)$$

$$M_2 = \frac{p'_{med}}{6}.(3L\ell_y^2 - 2\ell_x^3) \qquad (2.26)$$

$$p'_o = p'_2 + \frac{L - \ell_x}{L}.(p'_1 - p'_2) \qquad (2.27)$$

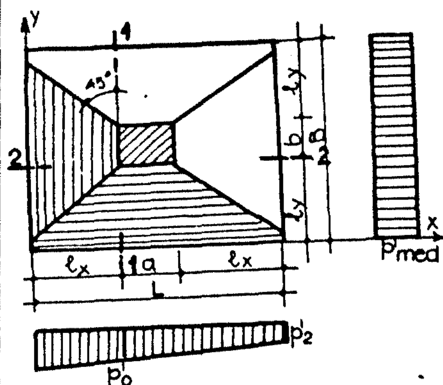


Fig. 2.7.

f. <u>Fundaţie dreptunghiulară sub stâlp solicitat la sarcini excentrice după două direcţii</u>

Cazul $\ell_x > \ell_y$ (fig.2.8)

$$M_1 = \frac{B.\ell_x^2}{6}.(2p'_{12} + p'_{ox}) - \frac{\ell_y^3}{6}.(p'_{3x} + p'_{ox}) \qquad (2.28)$$

$$M_2 = \frac{a\ell_y^2}{6}.(2p'_{14} + p'_{oy}) + \frac{\ell_y^3}{6}.(3p'_{14} + p'_{oy}) \qquad (2.29)$$

$$p'_{ox} = p'_{34} + \frac{L - \ell_x}{L}(p'_{12} - p'_{34}) \qquad (2.30)$$

$$p'_{oy} = p'_{23} + \frac{B - \ell_y}{B}(p'_{14} - p'_{23}) \qquad (2.31)$$

$$p'_{3x} = p'_{34} + \frac{L - \ell_x + \ell_y}{L}(p'_{12} - p'_{34}) \qquad (2.32)$$

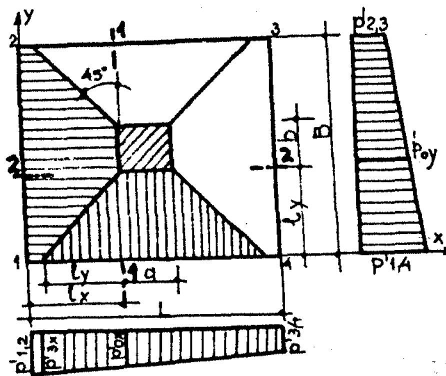


Fig. 2.8.

Cazul: $\ell_x < \ell_y$ (fig.2.9)

$$M_1 = \frac{b\ell_x^2}{6}.(2p'_{12} + p'_{ox}) + \frac{\ell_x^3}{6}.(3p'_{12} + p'_{ox}) \qquad (2.33)$$

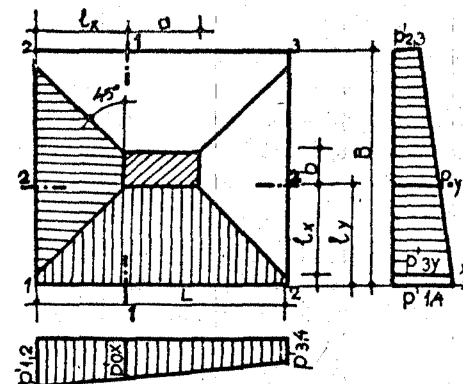


Fig. 2.9.

$$M_2 = \frac{L\ell_y^2}{6}.(2p'_{14} + p'_{oy}) - \frac{\ell_x^3}{6}.(p'_{3y} + p'_{oy}) \qquad (2.34)$$

$$p'_{3y} = p'_{23} + \frac{B - \ell_y + \ell_x}{B}(p'_{14} - p'_{23}) \qquad (2.35)$$

Valorile de calcul p'_{12}, p'_{23}, p'_{34} şi p'_{14} se calculează cu relaţiile 2.12, 2.13, 2.14, 2.15.

Cu valorile momentelor M_1 şi M_2 se calculează armătura din talpa fundaţiei, după cele două direcţii (x şi y). La calculul ariilor secţiunilor de armătură se pot folosi relaţiile:

$$A_{ax} = \frac{M_1}{0,875.h_{ox}.R_a} \quad \text{respectiv} \quad A_{ay} = \frac{M_2}{0,875.h_{oy}.R_a} \qquad (2.36)$$

în care:

h_{ox} şi h_{oy} - înălţimile utile ale secţiunii de beton a fundaţiei pentru armăturile de pe cele două direcţii;

R_a - rezistenţa de calcul la întindere a armăturii.

Armătura rezultată din calcul se va distribui astfel:

- pentru fundaţii pătrate: uniform în ambele direcţii, numărul de bare după o direcţie respectiv după cealaltă fiind:

$$n_x = n_y = \frac{B}{10...25}$$

- pentru fundaţii dreptunghiulare la care $\ell_x > \ell_y$:
  - în direcţia axei x, uniform pe toată latura mică a bazei fundaţiei (B), numărul de bare fiind:

$$n_x = \frac{B}{10...25}$$

  - în direcţia axei y, uniform pe porţiunea din latura mare delimitată de dreptele duse sub unghiuri de 45^o din colţurile secţiunii stâlpului ($a+2\ell_y$). Pe restul laturii se va prevedea o armătură suplimentară cu aceeaşi secţiune pe metru liniar, adică, cantitatea totală de armătură în direcţia axei y este:

$$A_{a_{yt}} = \frac{L}{a+2\ell_y}.A_{a_y} \quad \text{iar} \quad n_y = \frac{L}{10...25}$$

2.1.3. Verificarea la forţă tăietoare

Verificarea fundaţiei la forţă tăietoare devine necesară când nu poate fi respectat raportul $\frac{H}{L}$ recomandat (tabelul 2.1).

În mod practic verificarea la forţă tăietoare se face după conturul abcd (fig.2.10) obţinut prin intersecţia bazei fundaţiei cu plane înclinate la 45^o, duse de la marginea stâlpului. De exemplu după direcţia x forţa tăietoare Q în secţiunea ab, dată de presiunea reactivă pe talpa fundaţiei (suprafaţa haşurată) trebuie să satisfacă relaţia:

$$Q < B_1 \cdot h_{10} \cdot R_t \qquad (2.37)$$

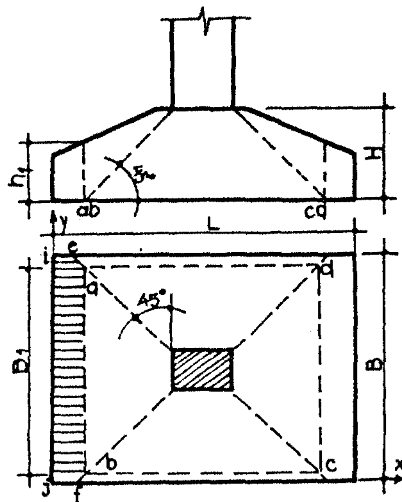


Fig. 2.10.

unde: h_{10} - înălţimea utilă a fundaţiei în secţiunea ab;

B_1 - lăţimea secţiunii a-b;

R_t - rezistenţa de calcul la întindere a betonului.

În cazul când nu este satisfăcută condiţia (2.37) se vor prevedea bare înclinate rezultate prin calculul la forţă tăietoare.

În afară de armăturile de la partea inferioară a tălpii şi a armăturilor înclinate (dacă sunt necesare), la partea superioară a fundaţiilor de tip obelisc se prevede o armătură constructivă, alcătuită din două sau mai multe bare având diametrul de minim 10 mm, dispusă pe fiecare din cele două direcţii ortogonale, astfel ca distanţa între două bare succesive să fie maximum 50 cm.

Exemplul 2.1.

Să se dimensioneze fundaţia unui stâlp cu secţiunea de 40x60 cm asupra căreia acţionează o forţă axială de calcul N=1750 kN şi un moment de calcul alternant M=183 kNm. Stâlpul face parte fintr-un cadru de beton armat al unei clădiri civile cu subsol, iar valoarea momentului încovoietor şi sensul alternativ provin din calculul static la acţiunea vîntului şi a temperaturii. Se foloseşte beton Bc 10 şi oţel OB 38. Adâncimea de fundare este D_f=3,35 m (fig. 2.11), iar stratul de fundare este alcătuit din nisip fin prăfos cu îndesare medie.

Dimensionarea suprafeţei tălpii fundaţiei

Se impun următoarele valori pentru dimensiunile în plan ale fundaţiei: L=3,50 m şi B=2,70 m, latura mare fiind paralelă cu direcţia de acţiune a momentului.

Conform datelor din tabelul 1.5, pentru stratul de fundare menţionat (nisip fin prăfos cu îndesare medie) valoarea presiunii convenţionale de bază este: $\overline{p}_{conv}$=200 kPa.

Corecţiile, de lăţime C_B şi de adâncime C_D, calculate cu relaţiile 1.8 şi respectiv 1.10, rezultă:

$$C_B = \overline{p}_{conv} \cdot K_1 \cdot (B-1) = 200 \times 0,05 \cdot (2,70 - 1,0) = 17 \text{ kPa};$$

$$C_D = K_2 \cdot \overline{\gamma}(D_f - 2) = 2 \times 18 \cdot (3,35 - 2,0) = 48,6 \text{ kPa}.$$

Valoarea presiunii convenţionale de calcul, corespunzătoare lăţimii fundaţiei B=2,70 m şi adâncimii de fundare D_f=3,35 m, rezultă:

$$p_{conv} = \overline{p}_{conv} + C_B + C_D = 200 + 17 + 48,6 = 265,6 \text{ kPa}$$

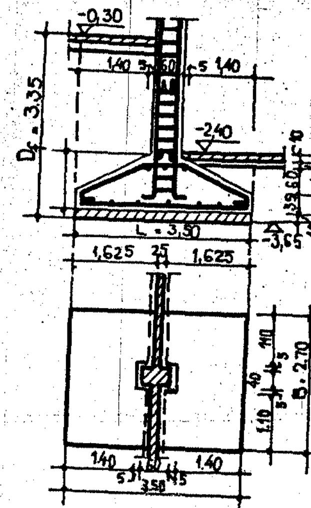


Fig.2.11.

Conform tabelului 2.1, considerând că presiunea efectivă maximă pe teren $p_{ef\ max} = p_{conv}$, rezultă raportul H/L=0,30, pe baza căruia se calculează înălţimea necesară a fundaţiei:

$$H = 0,30 \times 3,50 = 1,05 \text{ m}$$

Înălţimea fundaţiei la margine se ia:

$$H' = \frac{H}{3} = \frac{105}{3} = 35 \text{ cm}.$$

Considerând coeficientul de supraîncărcare n=1,2 , greutăţile volumice medii γ_1=22 kN/m^3 şi γ_2=18 kN/m^3, se calculează încărcările de calcul din greutatea proprie a fundaţiei şi a pământului de umplutură:

$$G_1 = 1,2 \times 3,50 \times 2,70 \times 1,25 \times 22 = 311,85 \text{ kN} \simeq 312 \text{ kN}$$

$$G_2 = 1,2 \times 2,70 \times 1,65 \times 2,1 \times 18 = 201,4 \text{ kN} \simeq 202 \text{ kN}$$

unde:

G_1 - greutatea fundaţiei şi a umpluturii de pământ între cotele -3,65 şi -2,40;

G_2 - greutatea umpluturii de pământ între cotele -2,40 şi -0,30.

Față de axa tălpii fundației G_2 produce un moment încovoietor de valoare:

$$M_1 = G_2 \times \frac{L}{4} = 202 \times 0{,}875 = 176{,}75 \text{ kNm} \simeq 177 \text{ kNm}$$

Încărcările de calcul reduse în centrul de greutate al suprafeței tălpii fundației sunt:

$$N_t = N + G_1 + G_2 = 1750 + 312 + 202 = 2264 \text{ kN}$$

$$M_t = M + M_1 = 183 + 177 = 360 \text{ kNm}$$

Calculul presiunii efective la nivelul tălpii fundației:

- presiunea medie efectivă:

$$p_{ef} = \frac{N_t}{L.B} = \frac{2264}{3{,}50 \,.\, 2{,}70} = 238{,}6 \text{ kN/m}^2 = 238{,}6 \text{ kPa} < p_{conv} = 265{,}6 \text{ kPa}$$

Calculul excentricității încărcărilor:

$$e = \frac{M_t}{N_t} = \frac{360}{2264} = 0{,}159 \text{ m}$$

Calculul presiunilor efective la extremitățile fundației (rel.2.3):

$$p_{ef_{1,2}} = \frac{2264}{3{,}50 \times 2{,}70}\cdot\left(1 \pm \frac{6 \times 0{,}159}{3{,}50}\right) = \begin{cases} p_1 = 304{,}9 \text{ kN/m}^2 \\ p_2 = 174{,}3 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$$p_{ef_1} = p_{ef\ max} = 304{,}9 \text{ kPa} < 1{,}2\ p_{conv} = 318{,}7 \text{ kPa}$$

$$p_{ef_2} = p_{ef\ min} = 174{,}3 \text{ kPa} > 0$$

Armarea tălpii fundației

Din compararea presiunilor efective pe teren cu presiunea convențională de calcul, rezultă că dimensiunile impuse pentru suprafața în plan a tălpii fundației sunt corespunzătoare.

La calculul presiunii reactive p', necesară pentru determinarea armăturii din fundație, se iau în considerare numai încărcările exterioare și forța G_2, care acționează nesimetric față de axa fundației.

$$N'_t = N + G_2 = 1750 + 202 = 1952 \text{ kN}$$

$$M'_t = M_t = 360 \text{ kNm}$$

$$e' = \frac{M'_t}{N'_t} = \frac{360}{1952} = 0{,}184 \text{ m}$$

$$p' = \frac{1952}{3{,}50 \times 2{,}70}\cdot\left(1 \pm \frac{6 \times 0{,}184}{3{,}50}\right) = \begin{cases} p'_1 = 271{,}6 \text{ kN/m}^2 \\ p'_2 = 141{,}5 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

Aplicând relațiile 2.22 și 2.23 se obțin valorile ordonatelor de presiune p'_o și p'_3 după cum urmează:

$$p'_o = 141{,}5 + \frac{3{,}50 - 1{,}45}{3{,}50}\cdot(271{,}6 - 141{,}5) = 217{,}7 \text{ kN/m}^2$$

$$p'_3 = 141{,}5 + \frac{3{,}50 - 1{,}45 + 1{,}15}{3{,}50}\cdot(271{,}6 - 141{,}5) = 260{,}4 \text{ kN/m}^2$$

$$p'_{med} = \frac{p'_1 + p'_2}{2} = \frac{271{,}6 + 141{,}5}{2} = 206{,}6 \text{ kN/m}^2$$

Momentele încovoietoare față de secțiunea 1-1 și secțiunea 2-2 se calculează cu relațiile 2.20 respectiv 2.21 (fig.2.12), rezultând:

$$M_1 = \frac{2{,}70 \times 1{,}45^2}{6}\cdot(2 \times 271{,}6 + 217{,}7) - \frac{1{,}15^3}{6}\cdot(260{,}4 + 217{,}7) = 598{,}7 \text{ kNm}$$

$$M_2 = \frac{206{,}6 \times 1{,}15^3}{6}\cdot(3 \times 0{,}6 + 4 \times 1{,}15) = 335{,}2 \text{ kNm}$$

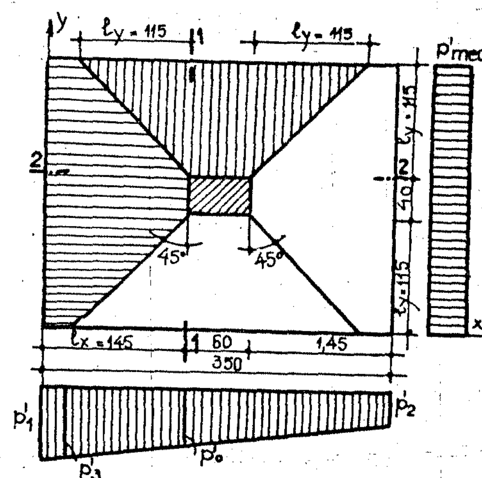


Fig. 2.12.

$$h_{ox} = H - a - \frac{\phi}{2} = 105 - 3{,}5 - 0{,}8 = 100{,}7 \text{ cm}$$

$$h_{oy} = h_{ox} - \phi = 100{,}7 - 1{,}6 = 99{,}1 \text{ cm}$$

Armătura în direcția x este:

$$A_{ax} = \frac{598{,}7 \times 10^4}{0{,}875 \times 100{,}7 \times 2100} = 32{,}35 \text{ cm}^2$$

Procentul de armare rezultă:

$$p_x\ \% = \frac{A_{ax}}{h_{ox}\,.\,B} \times 100 = \frac{32{,}35}{100{,}7 \times 270} \times 100 = 0{,}119\ \% > p_{min} = 0{,}05\ \%$$

Numărul de bare în direcția x rezultă:

$$n_x = \frac{270}{10...25} = 27...11 \text{ bare}$$

Se aleg 17 bare ϕ 16 cu aria efectivă de 34,17 cm^2, dispuse uniform la distanță de 16 cm.

Armătura în direcția y, corespunzătoare porțiunii din latura mare a fundației delimitată de dreptele duse sub unghiuri de 45° din colțurile secțiunii stâlpului, adică $L' = a + 2\ell_y = 2{,}90$ m, este:

$$A_{ay} = \frac{335{,}2 \times 10^4}{0{,}875 \times 99{,}1 \times 2100} = 18{,}40 \text{ cm}^2$$

Procentul de armare are valoarea:

$$p_y = \frac{18,40}{99,1 \times 290} \times 100 = 0,064\ \% \quad > \quad p_{min}\ \% = 0,05\ \%$$

Aria totală de armătură în direcţia y este:

$$A_{ay_t} = \frac{L}{L'} \cdot A_{ay} = \frac{3,50}{2,90} \times 18,40 = 22,20\ cm^2$$

Numărul de bare în direcţia y rezultă:

$$n_y = \frac{350}{10...25} = 35...14 \text{ bare}$$

Se aleg 20 bare ϕ 12 cu aria efectivă de 22,62 cm^2, puse la distanţa de 18 cm.

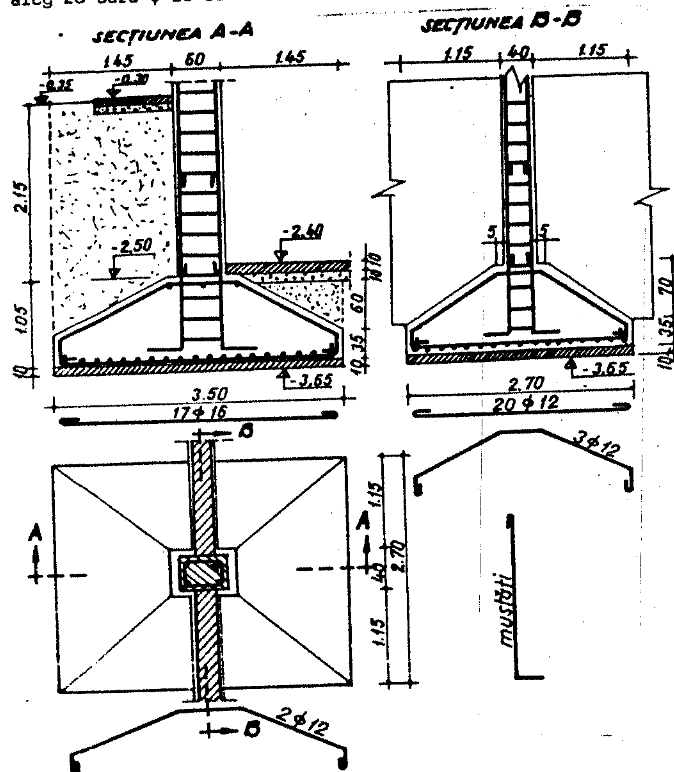


Fig. 2.13.

Se vor dispune constructiv la partea superioară a fundaţiei două bare ϕ 12 pe direcţia x şi trei bare ϕ 12 pe direcţia y pentru profilarea formei de obelisc a fundaţiei.

2.2. Fundaţii izolate cu talpă din beton armat excentrice

La calculul fundaţiilor excentrice în raport cu axele secţiunii stâlpilor(la calcane, la rosturi de tasare), stabilirea presiunii efective pe teren se face luând în considerare efectul de reducere a excentricităţii, datorită rotirii bazei fundaţiei (fig.2.14).

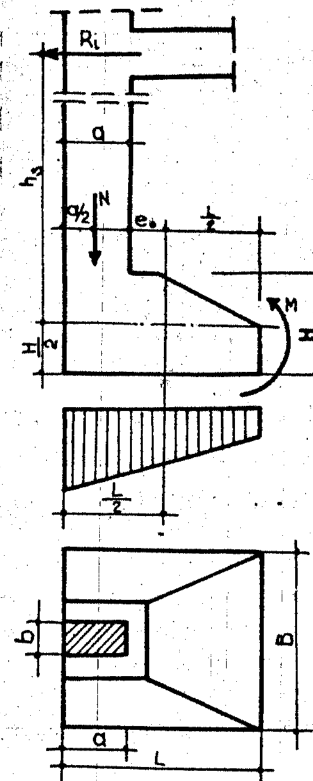


Fig. 2.14.

Cu notaţiile din fig.2.14, excentricitatea sarcinii N faţă de mijlocul bazei fundaţiei are valoarea:

$$e_o = \frac{L - a}{2}$$

Datorită acestei excentricităţi, faţă de mijlocul bazei fundaţiei acţionează momentul $M = N.e_o$.(În cazul când din calculul static, la baza stâlpului rezultă şi un moment încovoietor M_1, momentul total faţă de mijlocul bazei fundaţiei va fi: $M = N.e_o \pm M_1$).

Momentul $M = N.e_o$ (sau $M = N.e_o \pm M_1$) se repartizează stâlpului şi fundaţiei proporţional cu rigidităţile la rotire ale acestora.

Expresiile de calcul a momentului încovoietor care revine stâlpului M_s, respectiv care revine fundaţiei M_f, se deduc din condiţia de continuitate a rotirilor în secţiunea de încastrare a stâlpului în fundaţie.

Acestea sunt:

$$M_{st} = \frac{M \cdot K_{st}}{K_{st} + K_f} \qquad (2.38)$$

$$M_f = M - M_{st} = \frac{M.K_f}{K_{st}+K_f} \qquad (2.39)$$

unde: K_{st} şi K_f reprezintă rigiditatea la rotire a stâlpului respectiv a fundaţiei.

Rigiditatea K_{st} se calculează cu relaţia:

$$K_{st} = \beta \cdot \frac{K_{bs}}{h_s} \qquad (2.40)$$

unde:

h_s = lungimea de calcul a stâlpului;

$K_{bs} = 0,6\, E_s I_s$ - modulul de rigiditate al secţiunii de beton a stâlpului;

E_s = modulul de elasticitate al betonului din stâlp;

I_s = momentul de inerţie al secţiunii de beton a stâlpului;

β = 4 pentru stâlp încastrat la nivelul planşeului;

β = 3 pentru stâlp articulat la nivelul planşeului.

Rigiditatea la rotire a fundaţiei K_f, este:

$$K_f = K_s \cdot I_f \qquad (2.41)$$

unde:

K_s - coeficientul de tasare al terenului;

$I_f = \frac{B.L^3}{12}$ - momentul de inerţie al suprafeţei tălpii fundaţiei.

Cu valoarea momentului M_{st} se calculează armătura suplimentară din stâlp, care se montează în zona de legătură cu fundaţia pentru realizarea continuităţii, iar cu valoarea momentului M_f se dimensionează fundaţia.

Modul de calcul expus mai sus poate fi aplicat numai în cazul când suprastructura poate prelua forţa orizontală $R_i = M_f/h_s$ (fig.2.14).

Exemplul 2.2.

Să se dimensioneze fundaţia unui stâlp de beton armat cu secţiunea 40x55 cm şi înălţimea h=4,00 m articulat la partea superioară, solicitat la o forţă axială N=500 kN. Stâlpul este executat din beton de clasă Bc 20 şi fiind lângă un zid calcan, fundaţia nu se poate dezvolta simetric (fig.2.15). Cota de fundare se găseşte la -1,80 m faţă de nivelul terenului, iar stratul de fundare este alcătuit din nisip mijlociu îndesat, având: E=460 daN/cm^2; K_s=10 daN/cm^3; ν =0,30.

Calculul momentelor M_{st} şi M_f

Se aleg următoarele dimensiuni ale tălpii fundaţiei: L=1,35 m, B=1,90 m şi H=0,50 m (fig.1.15).

Pentru dimensiunile impuse, respectiv adâncimea de fundare şi natura stratului de fundare precizate în enunţ, valoarea presiunii convenţionale de calcul este: p_{conv} = 305 kPa.

Excentricitatea forţei N faţă de mijlocul tălpii fundaţiei este:

$$e = \frac{1,35 - 0,55}{2} = 0,40 \text{ m} ,$$

rezultând momentul: $M = N.e_o = 500 \times 0,4 = 200$ kNm

Cu relaţiile 2.40 şi 2.41 se calculează rigidităţile K_{st} şi K_f:

$$K_{st} = \frac{3 \times 89842}{4,00} = 67381 \text{ kN.m} ,$$

unde:

$$K_{bs} = 0,6 \times 27000000 \times 0,00554 = 89842 \text{ kN/m},$$

iar momentul de inerţie al secţiunii de beton a stâlpului I_s, este:

$$I_s = \frac{0,40 \times 0,55^3}{12} = 0,0055458 \text{ m}^4$$

Rigiditatea la rotire a fundaţiei conform relaţiei 2.41 va avea valoarea:

$$K_f = 100000 \times 0,3895594 = 38955 \text{ kN.m}$$

unde:

$$I_f = \frac{1,90 \times 1,35^3}{12} = 0,3895594 \text{ m}^4$$

$$K_s = 10 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^3} = 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Fig. 2.15.

Aplicând relaţia 2.38 valoarea momentului preluat de stâlp rezultă:

$$M_{st} = \frac{200 \times 67381}{67381 + 38955} = 126,73 \text{ kNm} \simeq 127 \text{ kNm}$$

Momentul preluat de fundaţie se poate obţine şi prin diferenţă, adică:

$$M_f = M - M_{st} = 200 - 127 = 73 \text{ kN.m}$$

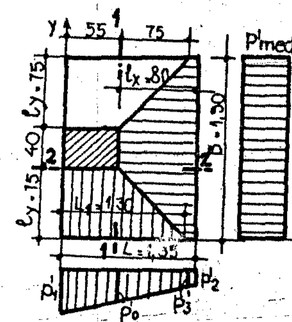


Fig.2.16.

Verificarea presiunilor efective pe teren

Greutatea proprie a fundaţiei rezultă:

$$G_f = n.L.B.D.\gamma_{med} = 1,2 \times 1,35 \times 1,90 \times 1,80 \times 20 = 105 \text{ kN}$$

Forţa verticală totală la nivelul tălpii fundaţiei este:

$$N_t = N + G_f = 500 + 105 = 605 \text{ kN}$$

Valoarea excentricităţii rezultă:

$$e = \frac{M_f}{N_t} = \frac{73}{605} = 0,12 \text{ m} < \frac{L}{6} = 0,225 \text{ m}$$

Presiunea efectivă pe teren se va obţine cu relaţia 2.3:

$$p_{ef_{1,2}} = \frac{605}{1,35 \times 1,90} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \times 0,12}{1,35}\right) = \begin{cases} p_{ef_1} = 360 \text{ kN/m}^2 < 1,2 \cdot p_{conv} = 366 \text{ kPa} \\ p_{ef_2} = 110 \text{ kN/m}^2 > 0 \end{cases}$$

$$p_{ef\ med} = \frac{360 + 110}{2} = 235 \text{ kN/m}^2 < p_{conv} = 305 \text{ kPa}$$

Calculul armăturii din talpa fundaţiei (fig.2.16)

Valorile extreme ale presiunii pe talpă, fără a lua în considerare greutatea proprie a fundaţiei, rezultă:

$$p'_{1,2} = \frac{500}{1,35 \times 1,90} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \times 0,14}{1,35}\right) = \begin{cases} p'_1 = 316 \text{ kN/m}^2 \\ p'_2 = 73 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$$e' = \frac{M_f}{N} = \frac{73}{500} = 0,14 \text{ m}$$

Aplicând relaţiile 2.22; 2.23 şi 2.24, rezultă:

$p'_o = 217$ kN/m^2

$p'_3 = 82$ kN/m^2

$p'_{med} = 194,5$ kN/m^2

Calculul momentelor încovoietoare în secţiunile 1-1 şi 2-2

Pentru cazul $l_x > l_y$, conform relaţiilor: 2.20 şi 2.21, rezultă:

$$M_1 = \frac{1,90 \times 0,8^2}{6} \cdot (2 \times 316 + 217) - \frac{0,75^3}{6} \cdot (82 + 217) = 151 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = \frac{194,5 \times 0,75^2}{6} \cdot (3 \times 0,55 + 2 \times 0,75) = 57 \text{ kN.m}$$

Calculul armăturii din talpa fundaţiei

$$h_{ox} = H - a - \frac{\phi}{2} = 50 - 3,5 - \frac{1,6}{2} = 45,7 \text{ cm}$$

$$h_{oy} = H_{ox} - \phi = 45,7 - 1,6 = 44,1 \text{ cm}$$

Armătura în direcţia x este:

$$A_{ax} = \frac{151 \times 10^4}{0,875 \times 45,7 \times 2100} = 18,51 \text{ cm}^2$$

Procentul de armare rezultă:

$$p_x \% = \frac{A_{ax}}{h_{ox} \cdot B} \cdot 100 = 0,213 \% > p_{min} \% = 0,05 \%$$

Numărul de bare în direcţia x rezultă:

$$n_x = \frac{190}{10...25} = 19...8 \text{ bare}$$

Se aleg 10 bare ϕ 16 cu aria efectivă de 20,11 cm^2 dispuse la distanţă de 20 cm.

Armătura pe direcţia y corespunzătoare lăţimii L_1 (fig.2.16) va fi:

$$A_{ay} = \frac{57 \times 10^4}{0,875 \times 44,1 \times 2100} = 7,24 \text{ cm}^2$$

Procentul de armare are valoarea:

$$\rho_y \% = \frac{7,24}{130 \times 44,1} \times 100 = 0,126 \% > p_{min} \% = 0,05 \%$$

Aria totală de armătură în direcţia y va fi:

$$A_{ay_t} = \frac{L}{L_1} \cdot A_{ay} = \frac{135}{130} \times 7,24 = 7,518 \text{ cm}^2$$

Numărul de bare în direcţia y rezultă:

$$n_y = \frac{135}{10...25} = 14...6 \text{ bare}$$

Se aleg 7 bare ϕ 12 care se dispun la distanţă de 21 cm, având aria efectivă de 7,92 cm^2.

Se mai introduc bare de armătură cu rol constructiv de profilare la partea superioară a tălpii fundaţiei:

- pe direcţia x : b=40 cm 2 bare ϕ 12;
- pe direcţia y : a=55 cm 3 bare ϕ 12.

Calculul armăturii suplimentare din stâlp

Pentru ca stâlpul să poată prelua momentul suplimentar M_{st}, în secţiunea de încastrare în fundaţie se armează suplimentar. Eforturile de calcul în secţiunea de la baza stâlpului sunt:

$N = 500$ kN şi $M_{st} = 126,73$ kN.m

Ştiind că stâlpul de secţiune 40 x 55 cm^2 se execută din beton de clasă Bc 20 (R_c=85 daN/cm^2) şi oţel beton OB 37 (R_a=2100 daN/cm^2), aria armăturii suplimentare din stâlp, se determină aplicând relaţiile de calcul a armăturii pentru o secţiune dreptunghiulară de beton, supusă la încovoiere:

$$e_{ox} = \frac{M_{st}}{N} = \frac{1267300}{50000} = 25,53 \text{ cm}$$

$$e_x = 25,53 + \frac{55}{2} - 4 = 49,03 \text{ cm}$$

$$h_o = 55 - 4 = 51 \text{ cm}$$

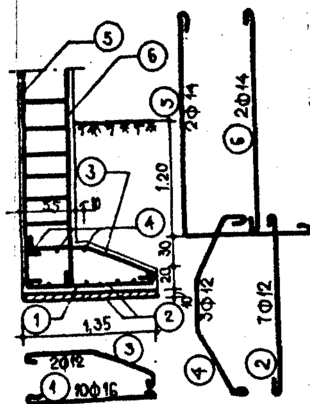


Fig. 2.17.

$$x = \frac{N}{b.R_c} = \frac{50000}{40 \times 85} = 14,7 \text{ cm}$$

$$A_a = A'_a = \frac{50000(49,03-51+0,5 \times 14,7)}{2100.(51-4)} = 2,72 \text{ cm}^2$$

Se aleg câte 2 bare Φ 14 cu aria efectivă $A_a + A'_a = 3,08 + 3,08 = 6,16 \text{ cm}^2$.

În fig. 2.17 se prezintă detaliul de armare a fundației calculate.

2.3. Fundații izolate tip pahar pentru stâlpi prefabricați

Fundațiile izolate tip pahar se execută din beton armat de clasă cel puțin Bc 10, putând fi turnate la fața locului (fig.2.18.a) sau prefabricate (fig.2.18. b și c).

Suprafața tălpii fundației se determină în aceleași condiții ca la fundația tip talpă din beton armat (paragraful 2.1.1).

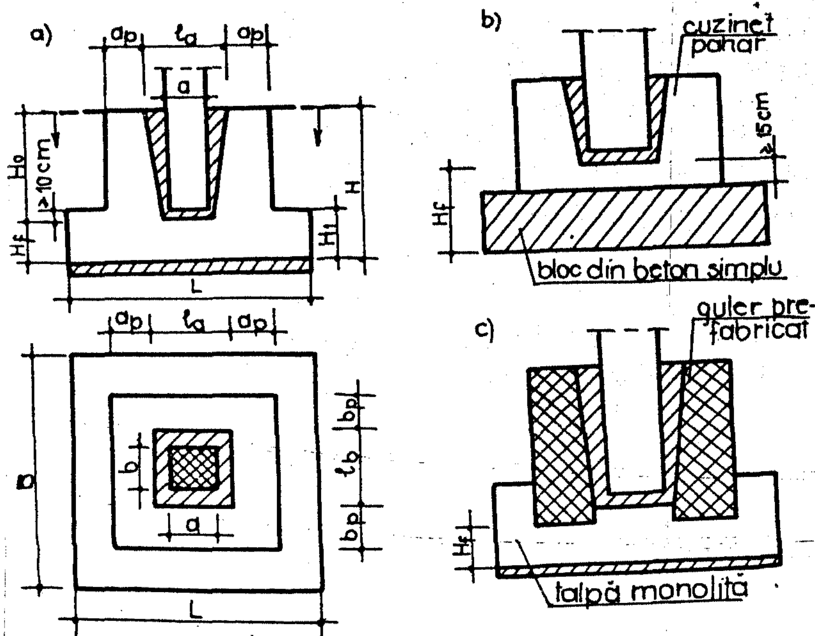


Fig. 2.18.

Calculul armăturii din talpa fundației se efectuează conform celor prezentate în paragraful 2.1.2, considerând pentru înălțimea secțiunii de calcul, de la marginea stâlpului, valoarea $H=H_p+H_f$ (fig.2.18.a) și un procent minim de armare de 0,025 %.

Cantitatea de armătură din talpa fundației, rezultată în secțiunea de calcul de la marginea stâlpului, se verifică și în secțiunea de la marginea exterioară a paharului, unde procentul minim de armare este 0,05 %.

Înălțimea H_1 a tălpii fundației la marginea exterioară a paharului trebuie să îndeplinească condiția: $H_1 \geq H_f + 10$ cm.

2.3.1. Dimensionarea paharului

Dimensiunile golului paharului depășesc dimensiunile secțiunii de la baza stâlpului, de fiecare parte, cu 5...6 cm la partea inferioară și 8...11 cm la cea superioară. Spațiul dintre stâlp și pereții paharului se umple cu beton matat de clasă Bc 15 și cel puțin egală cu clasa betonului din pahar. Dimensiunea maximă a agregatelor folosite la prepararea betonului de monolitizare a stâlpului cu paharul nu va depăși 16 mm.

La stabilirea înălțimii H_p a paharului se are în vedere asigurarea lungimii necesare de ancoraj a armăturilor longitudinale din stâlp, la care se adaugă 5 cm. De asemenea, trebuie respectate următoarele valori minime pentru H_p:

- la stâlpi cu inimă plină: $H_p > 1,2$ a, unde a reprezintă latura mare a secțiunii stâlpului (a > b);
- la stâlpii halelor industriale cu poduri rulante și ai estacadelor, în afara condiției de mai sus, trebuie respectată și condiția: $H_p > H_{st}/11$, unde H_{st} reprezintă înălțimea liberă a stâlpului, de la fața superioară a paharului până la baza riglei acoperișului;
- la construcții etajate, cu stâlpi prefabricați dintr-o singură bucată pe mai multe niveluri, trebuie respectată în plus și condiția: $H_p > 50$ cm.

Determinarea grosimii fundului paharului

În calculul de verificare a grosimii H_f a fundului paharului se admite că, din încărcarea axială totală transmisă de stâlp, o parte $N_1 = N_{1\,cap}$ se transmite, prin pereții paharului, iar diferența $N_2 = N - N_{1\,cap}$ se transmite direct fundului paharului (fig.2.19).

Încărcarea capabilă ce se transmite prin pereții paharului se calculează cu relația:

$$N_{1\,cap} = m_t . A_s . R_t \qquad (2.42)$$

în care:

m_t - coeficient al condiţiilor de lucru, având valorile:

- 0,3 pentru stâlpii halelor parter fără poduri rulante sau cu poduri rulante cu regim uşor de lucru şi pentru stâlpii cadrelor etajate;
- 0,1 pentru stâlpii halelor cu poduri rulante având regim mediu şi greu de lucru;

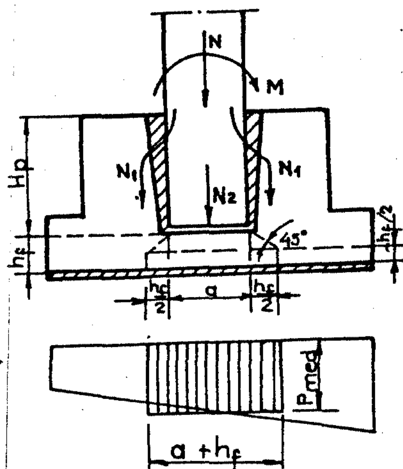


Fig. 2.19.

A_s - aria suprafeţei laterale de contact a stâlpului cu pereţii paharului prin betonul de monolitizare;

R_t - rezistenţa de calcul la întindere a betonului de monolitizare.

Secţiunea de străpungere a fundului paharului se consideră ca în fig. 2.19, având dimensiunile în plan $a+H_f$, $b+H_f$ şi perimetrul $U=2a+2b+4H_f$.

Condiţia de verificare la străpungere este:

$$N_2 \leq N_{2\ cap} \tag{2.43}$$

Încărcarea $N_{2\ cap}$ se calculează cu relaţia:

$$N_{2\ cap} = UH_fR_t + A_{av} \cdot 0{,}8R_a + p_{med}A_f \leq 1{,}5\ UH_fR_i + p_{med}A_f \tag{2.44}$$

unde:

U - perimetrul secţiunii de străpungere;

H_f - grosimea fundului paharului;

R_t - rezistenţa de calcul la întindere a betonului din talpa fundaţiei (paharului);

A_{av} - aria totală a armăturii verticale de la faţa interioară a paharului, pe tot perimetrul stâlpului, ancorată în talpa fundaţiei;

p_{med} - presiunea medie reactivă a terenului corespunzătoare suprafeţei A_f;

$A_f = (a+H_f) \times (b+H_f)$ - aria suprafeţei delimitată de perimetrul secţiunii de străpungere.

La fundaţiile cu pahar prefabricat tip cuzinet şi bloc de fundaţie din beton simplu (fig.2.18.b), în verificarea la străpungere se ţine seama şi de

aportul blocului. În cazul fundaţiilor alcătuite din pahar prefabricat sub formă de guler încastrat într-o talpă monolită din beton armat, grosimea H_f se măsoară de la baza acestuia (fig.2.18.c).

Valorile minime ale grosimii fundului paharului sunt:

$H_{f\ min}$ = 15 cm - la stîlpii construcţiilor zootehnice cu un nivel şi a altor construcţii uşoare (şoproane, remize etc);

$H_{f\ min}$ = 20 cm - la stâlpii construcţiilor civile şi ai halelor industriale fără poduri rulante;

$H_{f\ min}$ = 25 cm - la stâlpii halelor industriale cu poduri rulante.

<u>Verificarea pereţilor paharului în plan orizontal la presiuni laterale</u>

Momentul încovoietor M şi forţa tăietoare T, de la baza stâlpului, generează pe pereţii paharului presiuni laterale, pentru care în calcul se admite conform Normativului P 10-86 schema de repartizare din fig.2.20 a şi b.

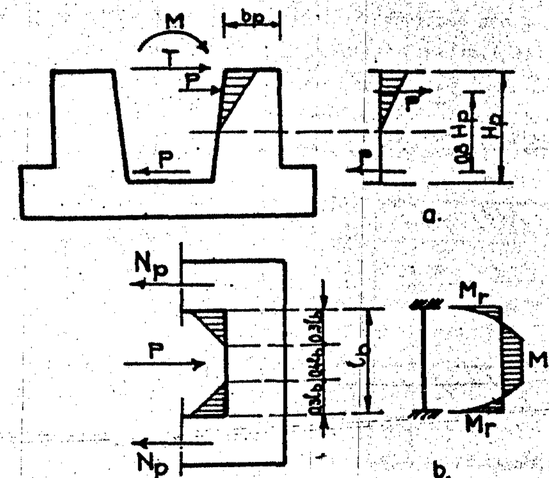


Fig. 2.20.

Se consideră de asemenea, că din momentul încovoietor total transmis de stâlp, fracţiunea N.a/2 este preluată prin cuplurile forţelor de frecare de pe feţele interioare ale paharului şi prin presiunile de pe fundul acestuia.

Presiunile laterale considerate în calcul sunt produse de:

$$M_1 = 0{,}8 \cdot (M - N \cdot \frac{a}{2}) \geq 0{,}4 \cdot M \tag{2.45}$$

$$T = \frac{M_1}{M} T \tag{2.46}$$

Rezulzanta presiunilor laterale pe una din fețele interioare ale paharului este dată de relația:

$$P = \frac{M_1}{0,8.H_p} + T_1 \qquad (2.47)$$

în care $z=0,8.H_p$ reprezintă brațul de pârghie a cuplului de forțe P.

Considerând peretele frontal ca fiind o bară dublu încastrată, având secțiunea $b_p.H_p/2$ și deschiderea de calcul ℓ_b, iar presiunea laterală distribuită conform schemei din fig.2.20.b, valorile maxime ale momentelor încovoietoare, pe reazeme M_r și în câmp M_c, se calculează cu relațiile:

$$M_r = 0,045\ P\ell_b \quad \text{și} \quad M_c = 0,020\ P\ell_b \qquad (2.48)$$

Peretele frontal se verifică la încovoiere cu momentele M_r și M_c, iar pereții longitudinali la întindere centrică, cu efortul axial $N_p=P/2$.

La fundații turnate monolit, nesolicitate dinamic și de dimensiuni reduse, se recomandă stabilirea grosimii b_p a pereților paharului punând condiția ca eforturile N_p, M_r și M_c să fie preluate de către pereți ca elemente din beton simplu, având secțiunea transversală $b_p.H_p/3$. Grosimea minimă a pereților paharului se limitează în acest caz la: $b_{p\ min}= 20$ cm.

La solicitări mai mari și respectiv pahare prefabricate, în calculul de verificare pereții paharului se consideră ca elemente din beton armat. La pahare prefabricate grosimea minimă a pereților este $b_{p\ min}= 15$ cm.

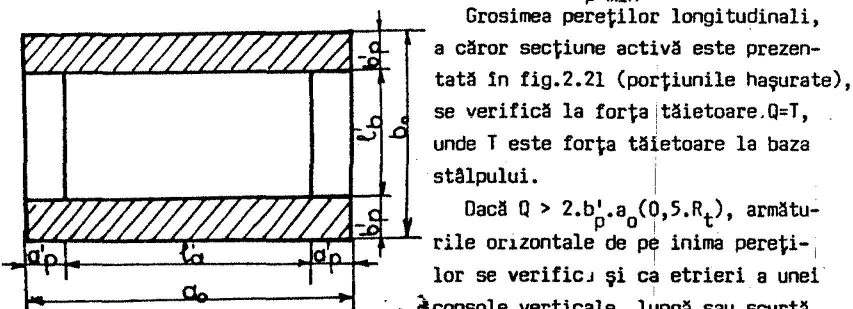


Fig. 2.21.

Grosimea pereților longitudinali, a căror secțiune activă este prezentată în fig.2.21 (porțiunile hașurate), se verifică la forța tăietoare Q=T, unde T este forța tăietoare la baza stâlpului.

Dacă $Q > 2.b'_p.a_o(0,5.R_t)$, armăturile orizontale de pe inima pereților se verifică și ca etrieri a unei console verticale, lungă sau scurtă, funcție de raportul H_p/a_o. Armătura se dispune pe ambele fețe ale paharului (fig.2.23.c).

<u>Verificarea în secțiunea orizontală de la baza paharului</u>

Secțiunea orizontală de la baza paharului (notată cu c-c în fig.2.22) trebuie să asigure transmiterea la talpa fundației a forței axiale N_1 (preluată de pereți și calculată cu relația 2.42) și a momentului încovoietor $M' = M + T.H_p$.

Verificarea se face la compresiune excentrică, cu eforturile N_1 și M', ca pentru o secțiune chesonată din beton simplu.

Când intervin eforturi de întindere, calculul de verificare se face ca pentru o secțiune din beton armat, rezultând armăturile verticale de ancoraj necesare din pereții paharului. Procentul minim de armare pentru armăturile verticale de ancorare este 0,05 %.

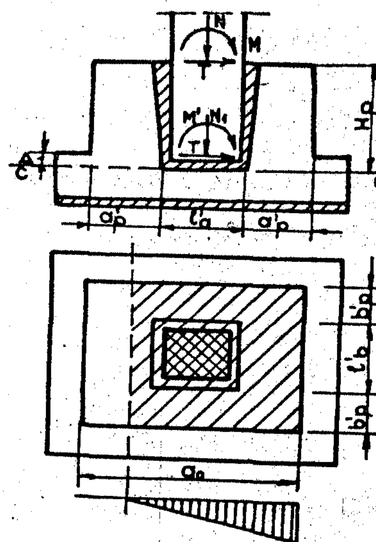


Fig. 2.22

2.3.2. <u>Armarea pereților paharului</u>

Schemele de dispunere a armăturilor verticale și orizontale în pereții paharului sunt prezentate în fig. 2.23 a, b și c.

Schema de armare din fig. 2.23.a se aplică în cazul când pereții paharului se dimensionează ca elemente din beton simplu, constând din armătura constructivă dispusă pe treimea superioară a pereților, alcătuită din:

- bare orizontale cu diametrul minim ϕ 10;
- bare verticale cu diametrul minim ϕ 6.

La pahare dimensionate ca elemente din beton armat, pentru armarea pereților se aplică schema din fig. 2.23.b. Diametrul minim al armăturilor orizontale rezultate din calcul și dispuse pe treimea superioară a înălțimii paharului este ϕ 10, dispunându-se minim două bare. Pe restul înălțimii paharului, se dispun constructiv la fața interioară bare orizontale ϕ 8, la distanță de maxim 30 cm.

Schema de armare din fig. 2.23.c se recomandă în următoarele situații:

- din calculul de verificare în secțiunea orizontală de la baza paharului rezultă ca necesară armătura verticală de ancorare a paharului în talpa fundației;
- din calculul de verificare la forță tăietoare rezultă ca necesară armătura orizontală în pereții longitudinali ai paharului;
- la pahare prefabricate, unde în timpul transportului și a montajului, barele verticale pot fi solicitate la întindere.

Modul de dispunere în plan a armăturilor orizontale este redat în fig. 2.23.d.

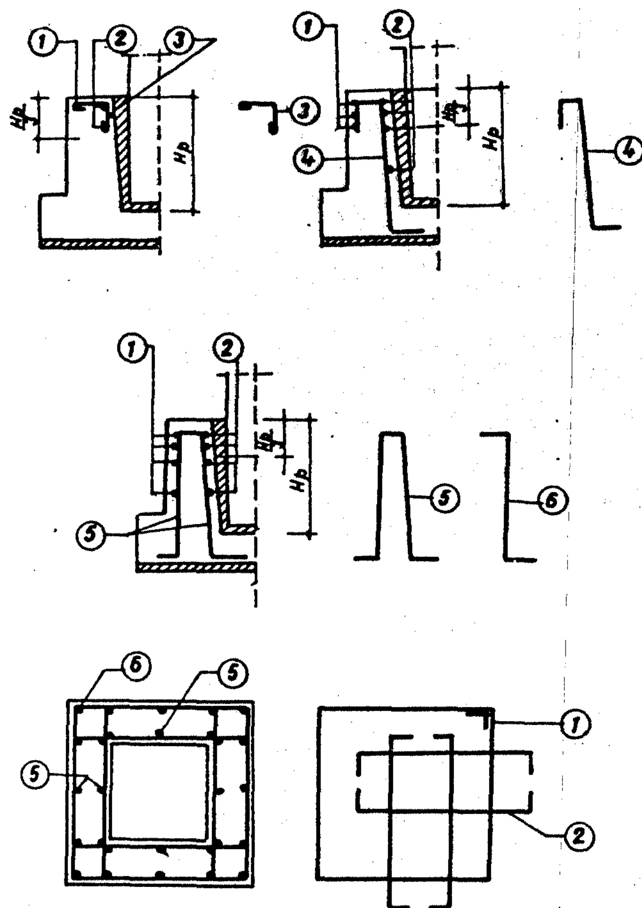


Fig. 2.23.

Exemplul 2.3.

Să se dimensioneze fundaţia unui stâlp prefabricat având dimensiunile secţiunii transversale a=50 cm, b=30 cm şi înălţimea H_{st}=5,00 m, la baza căruia acţionează următoarele eforturi de calcul: N=600 kN şi M=100 kN.m. Adâncimea de fundare este D_f=1,60 m, iar stratul de fundare este alcătuit din

nisip argilos. Se foloseşte beton Bc 10 şi oţel beton OB 37.

Dimensionarea suprafeţei bazei fundaţiei

Se prevede o fundaţie tip pahar turnată monolit, pentru talpa căreia se impun următoarele dimensiuni în plan: L=2,50 m şi B=1,50 m.

Pentru dimensiunile tălpii fundaţiei impuse, respectiv, natura stratului de fundare şi adâncimea de fundare precizate, presiunea convenţională de calcul are valoarea: p_{conv}=225 kPa.

Greutatea fundaţiei inclusiv a umpluturii rezultă:

$G_f = n.L.B.D.\gamma_{med} = 1,2 \times 2,50 \times 1,50 \times 1,60 \times 20 = 144$ kN

Forţa axială totală la nivelul tălpii fundaţiei rezultă:

$N_t = N + G_f = 600 + 144 = 744$ kN

Excentricitatea încărcării este:

$e = \frac{M}{N_t} = \frac{100}{744} = 0,13$ m

Presiunile efective pe teren la nivelul tălpii fundaţiei calculate cu relaţia 2.3 rezultă:

$$p_{ef_{1,2}} = \frac{744}{2,50 \times 1,50} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \times 0,13}{2,50}\right) = \begin{cases} p_{ef_1} = 260 \text{ kN/m}^2 \\ p_{ef_2} = 136 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$p_{ef_1} = p_{ef\ max} = 260$ kPa $< 1,2\ p_{conv} = 1,2 \times 225 = 270$ kPa

$p_{ef_2} = p_{ef\ min} = 136$ kPa > 0

$p_{ef\ med} = \frac{p_{ef1} + p_{ef2}}{2} = \frac{260 + 136}{2} = 198$ kPa $< p_{conv} = 225$ kPa

Stabilirea dimensiunilor paharului

$H_p \geq 40\ \phi + 5 = 40 \times 1,8 + 5 = 77$ cm

$H_p \geq 1,2\ a = 1,2 \times 50 = 60$ cm

$H_p \geq \frac{1}{8} \cdot H_{st} = \frac{1}{8} \times 500 = 62,5$ cm

Se alege pentru înălţimea paharului H=80 cm.

Se mai aleg:
- grosimea paharului la partea superioară b_p=25 cm;
- înălţimea tălpii fundaţiei la marginea paharului H_1=45 cm;
- grosimea fundului paharului H_f=25 cm.

Rezultă o înălţime totală a fundaţiei: $H=H_p=H_f$=80+25=105 cm.(fig.2.24).

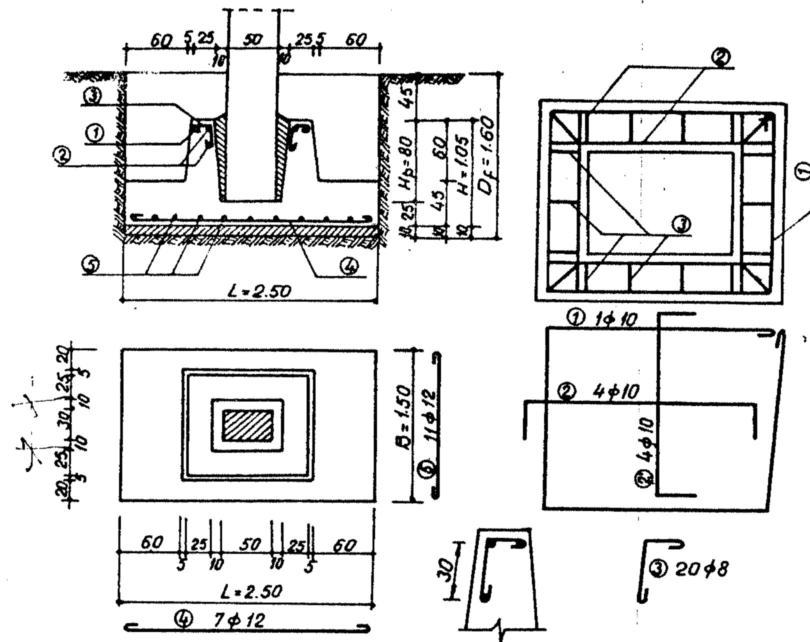


Fig. 2.24.

Calculul armăturii din talpa fundaţiei

Presiunea de calcul la nivelul tălpii fundaţiei (fig.2.25), fără a considera greutatea proprie a fundaţiei şi umpluturii, rezultă:

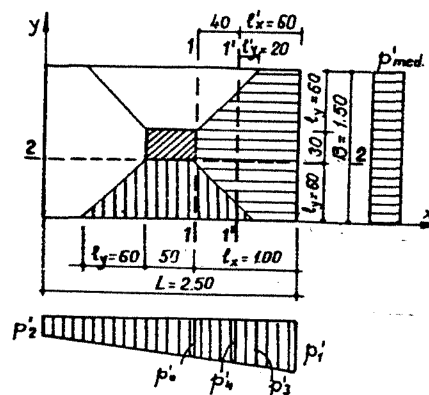


Fig. 2.25.

$$p'_{1,2} = \frac{600}{2,50 \times 1,50}\left(1 \pm \frac{6 \times 0,166}{2,50}\right) = \left\langle \begin{array}{l} p'_1 = 224 \text{ kN/m}^2 \\ p'_2 = 96 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{100}{600} = 0,166 \text{ m}$$

Momentele de încovoiere care apar în talpa fundaţiei se calculează conform relaţiilor: 2.20; 2.21; 2.22; 2.23; 2.24:

$$p'_0 = 96 + \frac{2,50 - 1,00}{2,50}(224 - 96) = 172,8 \text{ kN/m}^2$$

$$p'_3 = 96 + \frac{2,50 - 1,00 + 0,60}{2,50}.(244 - 96) = 203,5 \text{ kN/m}^2$$

$$p'_{med} = \frac{224 + 96}{2} = 160 \text{ kN/m}^2$$

$$M_1 = \frac{1,50 \times 1,00^2}{6}(2 \times 224 + 172,8) - \frac{0,60^3}{6}(203,5 + 172,8) = 141,6 \text{ kNm}$$

$$M_2 = \frac{160 \times 0,60^3}{6}(3 \times 0,50 + 4 \times 0,60) = 37,44 \text{ kNm}$$

Înălţimile utile ale secţiunii de beton sunt:

$$h_{ox} = H - a - \frac{\phi}{2} = 105 - 3,5 - \frac{1,2}{2} = 100,9 \text{ cm}$$

$$h_{oy} = H_{ox} - \phi = 100,9 - 1,2 = 99,7 \text{ cm}$$

Armătura în direcţia x:

$$A_{ax} = \frac{141,6 \times 10^4}{0,875 \times 100,9 \times 2100} = 7,66 \text{ cm}^2$$

Procentul de armare în direcţia x rezultă:

$$p_x \% = \frac{A_{ax}}{h_{ox}.B} . 100 = \frac{7,66}{100,9 \times 150} = 0,051 \% > p_{min} \% = 0,025 \%$$

Numărul de bare în direcţia x rezultă:

$$n_x = \frac{150}{10...25} = 15...6 \text{ bare}$$

Se aleg astfel 7 bare ϕ 12 cu aria efectivă 7,92 cm², puse la 24 cm distanţă între ele.

Armătura calculată pe direcţia y, corespunzătoare lungimii $L_1 = a + 2\ell_y = 170$ cm (fig.2.25), este:

$$A_{ay} = \frac{37,44 \times 10^4}{0,875 \times 99,7 \times 2100} = 2,05 \text{ cm}^2$$

Procentul de armare are valoarea:

$$p_y \% = \frac{A_{ay}}{h_{oy}.L_1} .100 = \frac{2,05}{99,7 \times 170} \times 100 = 0,012 \% < p_{min} \% = 0,025 \%$$

Cantitatea de armătură pe direcţia y se stabileşte din condiţia de procent minim de armare pentru toată lungimea tălpii fundaţiei:

$$A_{ay} = \frac{p_{min}\%.L.H_{oy}}{100} = \frac{0,025 \times 250 \times 99,7}{100} = 6,20 \text{ cm}^2$$

Numărul de bare în direcţia y rezultă:

$$n_y = \frac{250}{10...25} = 25...10 \text{ bare}$$

Constructiv se dispun 11 bare cu ϕ 12, cu distanţa între ele de 24 cm.

În secţiunea 1'1' (la marginea exterioară a peretelui paharului), momen-

tul încovoietor se calculează cu relaţia:

$$M_1' = \frac{\beta(l_x')^2}{6}(2p_1' + p_4') - \frac{(l_y')^3}{6}(p_3' + p_4')$$

în care: $l_x' = 60$ cm; $l_y' = 20$ cm (fig.2.25);

$$p_4' = 96 + \frac{2,50 - 0,60}{2,50}(224 - 96) = 193,3 \text{ kN/m}^2$$

Înlocuind în relaţia de mai sus rezultă:

$$M_1' = \frac{1,50 \times 0,60^2}{6}(2 \times 224 + 193,3) - \frac{0,20^3}{6}(203,5+193,3) = 57,20 \text{ kNm}$$

Înălţimea utilă a secţiunii 1'-1' este $h_o' = 45 - a - \phi/2 = 40,9$ cm, iar aria necesară a armăturii rezultă:

$$A_{ax} = \frac{57,2 \times 10^4}{0,875 \times 40,9 \times 2100} = 7,61 \text{ cm}^2 > A_{ax} = 7,92 \text{ cm}^2$$

Procentul real de armare în secţiunea 1'-1' este:

$$p_x' \% = \frac{7,92}{40,9 \times 150} \cdot 100 = 0,13 \% > p_{min} = 0,10 \%$$

Verificarea grosimii fundului paharului

Mărimile care intervin în relaţia (2,42), de calcul a încărcării capabile ce se transmite direct prin pereţii paharului, au valorile:

$m_t = 0,3$; $A_s = 2(a+b)H_p = 2(0,50 + 0,30) \times 0,80 = 1,28$ m²

$R_t = 6,0$ daN/cm² $= 600$ kN/m² (Bc 10)

Făcând înlocuirile în relaţia (2.42) rezultă:

$$N_{1\,cap} = 0,3 \times 1,28 \times 600 = 230,4 \text{ kN}$$

Încărcarea N_2 care se transmite direct fundului paharului este:

$$N_2 = N - N_{1\,cap} = 600 - 230,4 = 369,6 \text{ kN}$$

Particularizând relaţia (2.44) la cazul când pereţii paharului se dimensionează ca elemente din beton simplu (adică fără armătura verticală încastrată în talpa fundaţiei), rezultă:

$$N_{2\,cap} = U.H_f.R_t + p_{ef\,med}.A_f ,$$

în care:

$U = 2 \times 0,50 + 2 \times 0,30 + 4 \times 0,25 = 2,60$ m;

$H_f = 0,25$ m; $R_t = 650$ kN/m²; $p_{ef\,med} = 198$ kN/m²

$A_f = (0,50 + 0,25)(0,30 + 0,25) = 0,41$ m²

Înlocuind în relaţia de mai sus, se obţine:

$$N_{2\,cap} = 2,60 \times 0,25 \times 650 + 198 \times 0,41 = 503,7 \text{ kN}$$

Se observă că:

$$N_2 = 369,6 \text{ kN} < N_{2\,cap} = 503,7 \text{ kN} ,$$

deci condiţia (2,43) este satisfăcută, în consecinţă grosimea fundului paharului, $H_f = 25$ cm, este suficientă.

Verificarea pereţilor paharului în plan orizontal la presiuni laterale

Conform relaţiei (2.45), rezultă:

$$M_1 = 0,8.(M - N.\frac{a}{2}) = 0,8.(100 - 600 \cdot \frac{0,50}{2}) < 0 ,$$

în consecinţă pentru calcul se consideră:

$$M_1 = 0,4.M = 0,4 \times 100 = 40 \text{ kNm}$$

Rezultanta presiunilor generate de momentul M_1 (în exemplul dat $T = 0$, deci şi $T_1 = 0$) pe faţa interioară a peretelui paharului, calculată cu relaţia (2,47), are valoarea:

$$P = \frac{40}{0,8 \times 0,8} = 62,5 \text{ kN}$$

Considerând schema statică şi de încărcare din fig.2.20.b, unde $l_b = b + 2 \times 0,1 = 0,50$ m, prin aplicarea relaţiilor (2.48) rezultă următoarele valori ale eforturilor în pereţii paharului:

$$M_r = 0,045 \times 62,5 \times 0,50 = 1,41 \text{ kNm}$$

$$M_c = 0,020 \times 62,5 \times 0,50 = 0,625 \text{ kNm}$$

$$N_p = \frac{1}{2} \cdot 62,5 = 31,25 \text{ kN}$$

În cazul când pereţii paharului se consideră că lucrează ca elemente din beton simplu, secţiunea transversală de calcul şi modulul de rezistenţă au valorile:

$$S = \frac{H_p}{3}.b_p = \frac{0,8}{3} \times 0,25 = 0,0666 \text{ m}^2 = 666 \text{ cm}^2$$

$$W = \frac{\frac{H_p}{3}.b_p^2}{6} = \frac{0,8 \times 0,25^2}{18} = 0,00277 \text{ m}^3 = 2770 \text{ cm}^3$$

Valoarea efortului unitar maxim, dat de momentul M_r, este:

$$\sigma = \frac{M_r}{W} = \frac{1,41 \times 10^4}{2770} = 5,09 \text{ daN/cm}^2 < R_t = 6,0 \text{ daN/cm}^2$$

iar din forţa axială N_p rezultă:

$$\sigma = \frac{N_p}{S} = \frac{31,25 \times 10^2}{666} = 4,70 \text{ daN/cm}^2 < R_t = 6,0 \text{ daN/cm}^2$$

După cum se poate observa, pentru b_p=25 cm pereţii paharului rezistă ca elemente din beton simplu, în consecinţă armarea lor se face constructiv numai pe treimea superioară, conform schemei din fig.2.23.a.

2.4. Fundaţii izolate cu bloc din beton simplu şi cuzinet din beton armat

Acest tip de fundaţii sunt alcătuite dintr-un bloc din beton simplu, pe care stâlpul reazemă prin intermediul unui cuzinet din beton armat (fig. 2.26). Blocul din beton simplu este alcătuit din 1...3 trepte, astfel alese încât să asigure o repartiţie corespunzătoare a presiunilor pe teren.

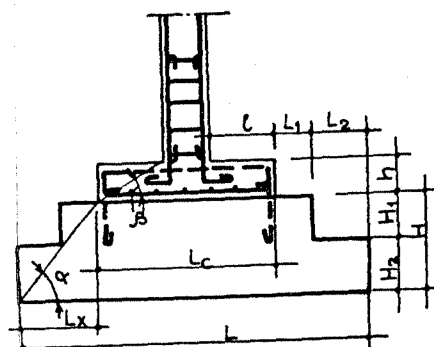


Fig. 2.26.

Clasa betonului din blocul de fundaţie va fi cel puţin Bc 3,5, în cazul când cuzinetul nu este ancorat în bloc şi cel puţin Bc 7,5, când este ancorat.

În cuzinet se foloseşte beton având clasa minim Bc 7,5 şi până la clasa betonului din stâlp.

Cuzinetul se armează la partea inferioară cu o plasă alcătuită din bare dispuse paralel cu laturile pe cele două direcţii. Distanţa maximă dintre bare este 25 cm, iar procentul minim de armare, pe fiecare direcţie, are valoarea 0,05 %.

Pentru stâlpi metalici cu solicitări mici, de regulă comprimaţi centric, fundaţiile se realizează sub formă de bloc din beton simplu, pe care reazemă direct stâlpul prin intermediul plăcii de bază, solidarizarea de fundaţie făcându-se cu buloane de ancorare (fig.2.27.a). În cazul stâlpilor cu solicitări mari, comprimaţi excentric, se recoamndă fundaţii sub formă de bloc din beton simplu şi cuzinet din beton armat, de care se solidarizează stâlpul cu buloane de ancorare (fig.2.27.b). Prin intermediul armăturii verticale din cuzinet se realizează ancorarea acestuia în blocul de fundaţie.

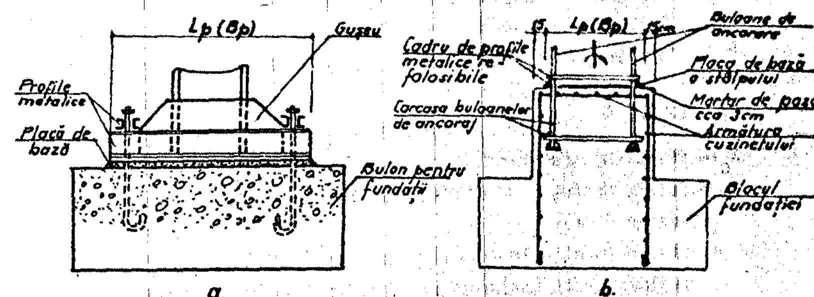


Fig. 2.27.

2.4.1. Dimensionarea blocului de fundaţie

Dimensiunile în plan ale blocului de fundaţie se stabilesc conform celor arătate în paragraful 2.1.1.

Înălţimea blocului de beton se alege din condiţia de rigiditate:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H_i}{L_i} \geq (\operatorname{tg} \alpha)_{min} \qquad (2.49)$$

unde: H_i - înălţimea blocului de fundaţie sau a unei trepte;
L_i - deschiderea în consolă a blocului de fundaţie sau a unei trepte.

În tabelul 2.2. se dau valorile minime pentru tg α.

Tabelul 2.2.

Valorile minime ale tg α

Presiunea maximă pe teren în kPa	Valori minime ale tg α pentru beton de clasa:		
	Bc 3,5	Bc 5	Bc 7,5
0	1	2	3
200	1,3	1,2	1,1
250	1,5	1,3	1,2
300	1,6	1,4	1,3
350	1,7	1,5	1,4
400	1,8	1,6	1,5
600	-	-	1,6

Notă: Pentru mărimi intermediare ale presiunii maxime pe teren, se utilizează valoarea corespunzătoare presiunii imediat superioare celei reale.

Înălţimea totală H a blocului de fundaţie cu o singură treaptă va fi de cel puţin 40 cm. Dacă blocul este format din două sau trei trepte înălţimile H_1, H_2... ale fiecărei trepte vor fi de cel puţin 30 cm.

Blocul de fundaţie se va verifica la compresiune locală (strivire), sub cuzinetul de beton armat, conform STAS 10107/0-90.

$$N \leq K_\ell S_\ell R_c \qquad (2.50)$$

unde:

$$K_\ell = \left(2 - \sqrt{\frac{S_\ell}{S}}\right)^2$$

R_c - rezistenţa de calcul a betonului la compresiune;

S_ℓ - aria suprafeţei efective de aplicare a încărcării locale (talpa cuzinetului);

S - aria porţiunii din suprafaţa în plan a blocului de fundaţie, la nivelul tălpii cuzinetului, dezvoltată simetric faţă de centrul de greutate şi axele de simetrie ale suprafeţei S_ℓ.

Valoarea coeficientului K_ℓ se limitează la maxim 1,5, pentru beton de clasă ≤ Bc 7,5, respectiv maxim 2,0, pentru beton având clasa > Bc 7,5.

2.4.2. Dimensionarea şi armarea cuzinetului

Dimensiunile în plan ale cuzinetului (L_c, B_c) se aleg pe considerente economice, cu satisfacerea următoarelor valori ale raportului L_c/L, respectiv Bc/B:

$\frac{L_c}{L}$ = 0,55-0,65 pentru blocul cu o singură treaptă;

$\frac{L_c}{L}$ = 0,40-0,50 pentru blocul cu 2-3 trepte.

Înălţimea h a cuzinetului, care nu va fi mai mică de 30 cm trebuie să satisfacă condiţiile:

$$tg\beta = \frac{h}{\ell} > \frac{2}{3}; \quad \frac{h}{L_c} > 0,25 \qquad (2.51)$$

Dacă $tg\beta = \frac{h}{\ell} \geq 1$, nu mai este necesară verificarea la forţă tăietoare.

Calculul armăturii din talpa cuzinetului se face conform celor din paragraful 2.1.2; în relaţiile (2.5...2.35) de calcul a momentelor încovoietoare în secţiunile de la marginile stâlpului, mărimile L, B, p' se înlocuiesc cu L_c, B_c şi σ (σ reprezintă efortul unitar de calcul la nivelul tălpii cuzinetului, considerat ca reacţiune a blocului de fundaţie).

În unele ipoteze de încărcare, când apar eforturi unitare de întindere între cuzinet şi blocul de fundaţie, dar zona activă a tălpii cuzinetului este minim 80 % din aria totală a acesteia, calculul armăturii de ancorare a cuzinetului în blocul din beton simplu nu este necesar.

În cazul în care zona activă rezultă între 70-80 % din aria totală a tălpii cuzinetului, acesta va fi ancorat în blocul de beton simplu prin armături capabile să preia rezultanta eforturilor unitare de întindere.

Armăturile de ancorare se dimensionează considerând secţiunea de la baza cuzinetului ca fiind o secţiune din beton armat solicitată la compresiune excentrică şi introducând în calcul rezistenţele de calcul ale betonului simplu din blocul de fundaţie.

În cazul stâlpilor metalici dimensiunile în plan ale plăcii de bază se determină în funcţie de solicitările N şi M din stâlp (aplicate în centrul de greutate al plăcii de bază) şi de rezistenţa de calcul la compresiune a betonului din blocul de fundaţie.

Lungimea buloanelor de ancorare se determină prin calcul la smulgere şi este minimum 35 d (d fiind diametrul bulonului de ancoraj).

La fundaţiile stâlpilor metalici alcătuite din bloc de beton simplu şi cuzinet din beton armat, armăturile verticale de ancorare a cuzinetului în bloc se dimensionează astfel, încât să se obţină un moment capabil egal cu momentul capabil al buloanelor de ancoraj.

Exemplul 2.4.

Să se dimensioneze fundaţia unui stâlp din beton armat cu secţiunea de 35x45 cm la baza căruia acţionează o forţă axială de calcul N=550 kN şi un moment încovoietor de calcul M=150 kN.m. Cota de fundare este -1,75 m faţă de cota ± 0,00, care este considerată cota pardoselii finite a parterului, iar stratul de fundare este constituit din nisip prăfos cu îndesare medie.

Se va adopta tipul de fundaţie izolată cu bloc din beton simplu şi cuzinet din beton armat.

Dimensionarea blocului din beton simplu

Se impun următoarele dimensiuni în plan ale tălpii blocului: L=2,35 m şi B=1,85 m (fig.2.28).

Pentru adâncimea de fundare şi natura stratului pe care reazemă fundaţia, respectiv dimensiunile impuse, valoarea presiunii convenţionale de calcul este: p_{conv}=240 kPa.

Dimensiunile în plan ale cuzinetului se stabilesc cu relaţiile:

L_c = 0,5.L = 0,5 x 2,35 = 1,175 m;

se alege L_c=1,15 m.

B_c = 0,5.B = 0,5 x 1,85 = 0,925 m;

se alege B_c=0,95 m.

Înălţimea cuzinetului se stabileşte respectând condiţia:

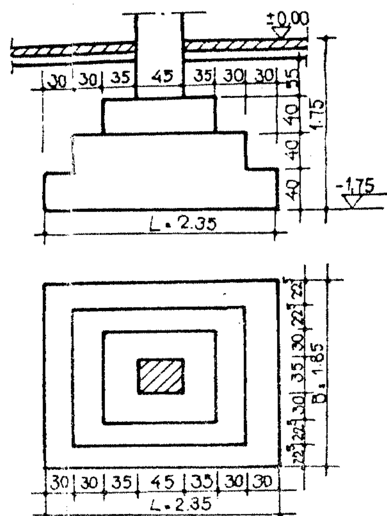


Fig. 2.28.

$\frac{h}{l_x} \geq 1$; $h \geq l_x = 0,35$ m

$l_x = \frac{1,15-0,45}{2} = 0,35$ m

Se alege h = 40 cm

Deschiderea în consolă a blocului de fundaţie rezultă:

$L_x = \frac{L-L_c}{2} = \frac{2,35-1,15}{2} = 0,60$ m

Conform tabelului 2.2 pentru p_{conv}=250 kPa şi beton de clasa Bc 7,5, se obţine $(tg\alpha)_{min}$=1,3.

Din relaţia (2,49) rezultă înălţimea blocului:

$H = L_x.(tg\,\alpha)_{min} = 0,60 \times 1,3 = 0,78$ m

Se alege H=80 cm.

Înălţimea totală se împarte în două trepte cu înălţimea $H_1 = H_2 = \frac{H}{2} = \frac{80}{2} = 40$ cm.

Considerând coeficientul de supraîncărcare n=1,2 şi greutatea volumică medie normală a betonului din fundaţie şi a umpluturii γ_{med}=20 kN/m^3, se calculează greutatea proprie a fundaţiei.

$G_f = 12 \times 2,35 \times 1,85 \times 1,75 \times 20 = 182,4$ kN $\simeq$ 183 kN

Încărcarea totală transmisă terenului va fi:

$N_t = N + G_f = 550 + 183 = 733$ kN

Presiunea medie efectivă pe teren rezultă:

$$p_{med\ ef} = \frac{733}{2,35 \times 1,85} = 168 \text{ kN/m}^2 = 168 \text{ kPa} < p_{conv} = 240 \text{ kPa}$$

Excentricitatea încărcării este:

$$e = \frac{M}{N_t} = \frac{150}{733} = 0,204 \text{ m}$$

Valorile presiunilor efective pe teren la extremităţile fundaţiei rezultă:

$$p_{ef_{1,2}} = \frac{733}{2,35 \times 1,85}\left(1 \pm \frac{6 \times 0,204}{2,35}\right) = \begin{cases} p_{ef_1} = 255 \text{ kN/m}^2 \\ p_{ef_2} = 80,6 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$$p_{ef\ max} = 255 \text{ kN/m}^2 = 255 \text{ kPa} < 1,2.p_{conv} = 288 \text{ kPa}$$

$$p_{ef\ min} = 80,6 \text{ kN/m}^2 = 80,6 \text{ kPa} > 0$$

Se observă că este îndeplinită condiţia (1.2) de nedepăşire a presiunii convenţionale de calcul, în consecinţă dimensiunile impuse pentru blocul de fundaţie corespund.

Dimensionarea cuzinetului

Dimensiunile impuse pentru cuzinet L_c=115 cm, B_c=95 cm şi h=40 cm respectă condiţiile: $h > h_{min}$=30 cm; $tg\beta > 1$.

$$tg\beta = \frac{h}{l_x} = \frac{40}{35} = 1,14 > 1 \quad \text{şi} \quad \frac{h}{L_c} = \frac{40}{115} = 0,34 > 0,25 \quad \text{(fig.2.29)}.$$

Valorile extreme ale tensiunilor (presiunilor) la nivelul tălpii cuzinetului se calculează astfel:

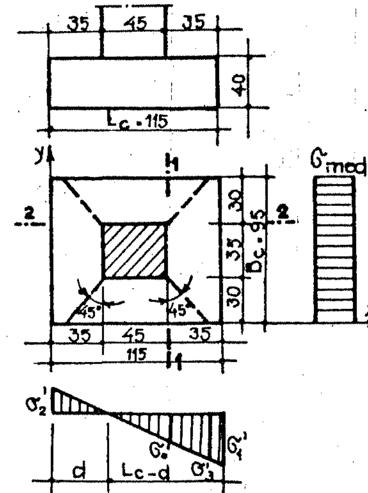


Fig. 2.29.

$e_1 = \frac{M}{N_{tc}} = \frac{150}{550} = 0,266$ m

$G_c = n.L_c.B_c.h.\gamma_{bet}$ =1,2x1,15x0,95x0,40x24 = 12,5 kN

$N_{tc} = N + G_c = 550 + 12,5 \simeq 563$ kN

$$\sigma_{1,2} = \frac{563}{1,15 \times 0,95}\left(1 \pm \frac{6 \times 0,266}{1,15}\right) = \begin{cases} \sigma_1 = 1229 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_2 = -199 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

σ_1=1229 kN/m^2 = 12,29 daN/cm^2 < R_c = 47 daN/cm^2(Beton Bc 7,5).

Având în vedere că apar eforturi unitare de întindere între cuzinet şi blocul de beton simplu, se calculează mărimea suprafeţei active a tălpii cuzinetului, rezultând:

$$S_{ca} = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + |\sigma_2|}.S_c = \frac{1229}{1229 + 199}.S_c = 0,86\,S_c$$

Deoarece suprafaţa activă (S_{ca}) este mai mare decât 80 % din suprafaţa totală a tălpii cuzinetului (S_c), nu se efectuează calculul armăturii de ancoraj, dispunându-se constructiv câte 2 bare ϕ 12 pe fiecare direcţie.

Pentru determinarea armăturii din talpa cuzinetului se recalculează tensiunile, fără greutatea proprie G_c, obţinându-se:

$$e_1' = \frac{M}{N} = \frac{150}{550} = 0{,}273\ m$$

$$\sigma'_{1,2} = \frac{550}{1{,}15 \times 0{,}95}\left(1 \pm \frac{6 \times 0{,}273}{1{,}15}\right) = \begin{cases} \sigma'_1 = 1220\ kN/m^2 \\ \sigma'_2 = -213\ kN/m^2 \end{cases}$$

Calculul momentelor încovoietoare care apar în cuzinet, datorită reacțiunii blocului, se efectuează utilizând relațiile 2.20; 2.21; 2.22; 2.23; 2.24, în care mărimile p', B, L se înlocuiesc cu σ', B_c și L_c.

$$\sigma''_0 = -213 + \frac{1{,}15-0{,}35}{1{,}15}(1220 + 213) = 783\ kN/m^2$$

$$\sigma'_3 = -213 + \frac{1{,}15-0{,}35+0{,}30}{1{,}15}(1220+213) = 1157\ kN/m^2$$

$$\sigma''_{med} = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2}{2} = \frac{1220 - 213}{2} = 503\ kN/m^2$$

$$M_1 = \frac{0{,}95 \times 0{,}35^2}{6}(2 \times 1220 + 783) - \frac{0{,}30^3}{6}(1157 + 783) = 53{,}78\ kN/m$$

$$M_2 = \frac{503 \times 0{,}30^2}{6}(3 \times 0{,}45 + 4 \times 0{,}30) = 19{,}20\ kN.m$$

Înălțimile utile ale secțiunii de beton a cuzinetului rezultă:

$$h_{ox} = h - a - \frac{\phi}{2} = 40 - 3{,}5 - 0{,}5 = 36\ cm$$

$$h_{oy} = h_{ox} - \phi = 36 - 1 = 35\ cm$$

Aria armăturii în direcția x este:

$$A_{ax} = \frac{53{,}78 \times 10^4}{0{,}875 \times 36 \times 2100} = 8{,}13\ cm^2$$

Procentul de armare rezultă:

$$p_x\ \% = \frac{A_{ax}}{h_{ox} \cdot B_c} \cdot 100 = 0{,}237\ \% \ > \ p_{min}\ \% = 0{,}05\ \%$$

Numărul de bare în direcția x rezultă:

$$n_x = \frac{95}{10...25} = 10...4\ bare$$

Se aleg astfel 8 bare ϕ 12 cu aria efectivă de 9,05 cm^2 dispuse uniform la distanța de 12 cm.

Armătura în direcția y, corespunzătoare porțiunii din latura mare a tălpii cuzinetului, determinată de dreptele duse sub unghiuri de 45° din colțurile secțiunii stâlpului, adică $L_{c_1} = a + 2\ell_y = 45 + 2 \times 30 = 105$ cm, este:

$$A_{ay} = \frac{19{,}2 \times 10^4}{0{,}875 \times 35 \times 2100} = 3{,}00\ cm^2$$

Procentul de armare are valoarea:

$$p_y\ \% = \frac{3{,}00}{35 \times 115} \times 100 = 0{,}0745\ \% \ > \ p_{min}\ \% = 0{,}05\ \%$$

Aria totală a armăturii în direcția y este:

$$A_{ayt} = \frac{L_c}{L_{c_1}} \cdot A_{ay} = \frac{115}{105} \times 3{,}00 = 3{,}28\ cm^2$$

Numărul de bare în direcția y rezultă:

$$n_y = \frac{115}{10...25} = 11...5\ bare$$

Se aleg 5 bare ϕ 10 cu aria efectivă de 3,925 cm^2, dispuse la distanță de 22 cm.

C A P I T O L U L 3

3. FUNDAȚII CONTINUE SUB STÂLPI

Această fundație se realizează sub forma unei grinzi din beton armat (fig.3.1). Axa grinzii de fundație poate fi dreaptă, poligonală sau circulară, după cum este dispunerea în plan a stâlpilor.

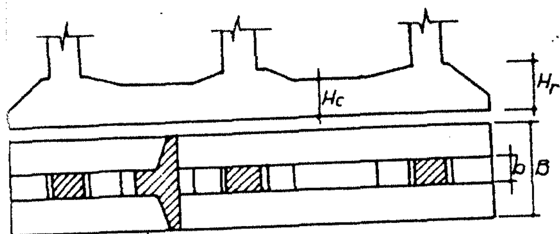


Fig. 3.1.

În secțiune transversală grinzile de fundație se fac de regulă sub forma unui T întors (fig.3.2) fiind alcătuite din grinda propriu-zisă cu secțiunea dreptunghiulară și o placă de bază dezvoltată simetric față de grindă, în consolă.

Grosimea plăcii în dreptul grinzii (h), se ia minim 30 cm, iar la margine (h_1), minim 15 cm.

În calculul static de dimensionare a fundațiilor continue sub stâlpi, trebuie să se stabilească cantitatea de armătură dispusă longitudinal în grindă, precum și armătura dispusă transversal în placa de bază.

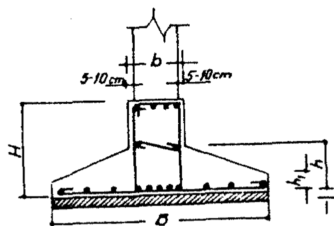


Fig. 3.2.

Armarea grinzilor de fundație se face cu armături din oțel OB 37 și PC 52. Procentul minim de armare pentru armătura longitudinală este de 0,10 %, iar pentru cea transversală este de 0,05 %.

În sens transversal pentru calculul momentului încovoietor, placa se consideră ca o consolă de lățime unitară încastrată în grindă și încărcată cu diagrama de presiuni considerată ca reacțiune a terenului.

De o parte și de alta a inimii grinzii se prevăd în talpă armături longitudinale de repartiție cu o secțiune de cel puțin 10 % din armătura de rezistență a plăcii. Această armătură poate fi luată în calcul pentru preluarea momentelor negative pe reazeme.

În sens longitudinal calculul static se poate face prin mai multe metode.

3.1. Metode de calcul în ipoteza grinzii de fundație de rigiditate maximă

La aplicarea acestor metode [3] [5], se face ipoteza că rigiditatea grinzii este infinită în raport cu terenul de fundare. Pentru ca rezultatele calculului cu aceste metode să fie acceptabile, trebuie ca înălțimea grinzii să fie suficient de mare (1/3...1/6) din deschiderea ei între cei doi stâlpi consecutivi, iar diferența între forțele stâlpilor, respectiv între distanțele dintre stâlpi, să fie mici,(maxim 20 %). Dată fiind lățimea redusă a grinzii în raport cu lungimea ei, distribuția plană a presiunilor reactive se poate lua uniformă în sens transversal, cea longitudinală rezultând liniară.

3.1.1. Metoda grinzii continue cu reazeme fixe (fig.3.3)

Considerând talpa fundației drept o grindă continuă cu reazeme fixe și încărcată cu reacțiunea terenului liniar distribuită, se determină momentele încovoietoare și forțele tăietoare cu ajutorul cărora se stabilește armătura de rezistență longitudinală din grindă.

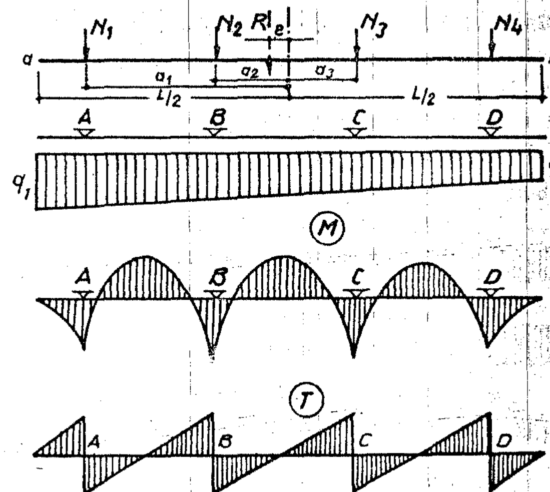


Fig. 3.3.

Calculul static al grinzii de fundație se face după verificarea dimensiunilor tălpii acesteia. În acest sens, se calculează valorile extreme ale presiunii pe teren, cu relația:

$$p_{1,2} = \frac{R}{LB} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{L}\right) \quad (3.1)$$

în care:

$R = \sum N_i + G_f$

$e = \frac{M}{R}$

$M = \sum N_i \cdot a_i$

Greutatea fundației este: $G_f = n.L.B.H.\gamma_m$, unde $n=1,2$; $\gamma_m = 20\ kN/m^3$.

Dacă presiunea maximă, p_1, de sub talpa fundației îndeplinește condi-

ţia: $p_1 \leq p_{tr}$, atunci dimensiunile L şi B impuse, pe baza unor considerente constructive, sunt corecte.

Valorile extreme ale sarcinii liniar distribuite cu care se încarcă grinda sunt:

$$q_1 = B.p_1' \; ; \quad q_2 = B.p_2'$$

unde:

$$p'_{1,2} = p_{1,2} - \frac{G_f}{LB}$$

Determinând reacţiunile grinzii continue şi comparându-le cu forţele axiale din stâlpi, se poate determina mărimea erorilor, respectiv exactitatea metodei.

3.1.2. Metoda grinzii continue static determinată (fig.3.4)

Talpa fundaţiei se consideră ca o grindă static determinată, cu reacţiunile pe reazeme cunoscute, egale cu forţele axiale din stâlpi. Având grinda încărcată cu aceste reacţiuni, precum şi cu reacţiunea terenului, valoarea momentului încovoietor într-o secţiune de pe grindă este dată de momentul tuturor forţelor din stânga sau dreapta secţiunii.

În cazul când sarcinile din stâlpi diferă între ele, dacă se consideră pentru reacţiunea terenului repartizarea liniară prezentată în figura 3.4.a se obţin erori mari.

Dacă sarcina fiecărui stâlp se distribuie uniform pe lungimea aferentă de grindă, adică considerând că reacţiunea terenului are repartizarea din figura 3.4.b, rezultatele sunt mai bune.

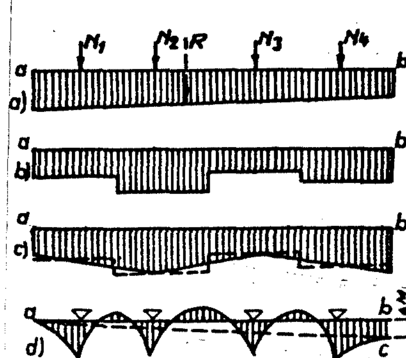


Fig. 3.4.

Rezultate şi mai bune se pot obţine prin adoptarea pentru reacţiunea terenului a repartizării prezentate în fig.3.4.c, care se obţine din diagrama de repartizare din fig.3.4.b., prin unirea ordonatelor din dreptul stâlpilor.

Datorită faptului că reacţiunile au fost impuse, se poate întâmpla ca să nu fie satisfăcută condiţia de echilibru a momentelor, adică dacă se porneşte cu calculul momentelor din capătul "a" al grinzii, în capătul "b" nu se obţine valoarea zero pentru moment, ci o valoare ΔM. Diagrama de momente obţinută iniţial se corectează prin scăderea diagramei triunghiulare abc având baza egală cu ΔM (fig.3.4.d).

Exemplul 3.1.

Să se dimensioneze fundaţia continuă din fig.3.5, acţionată de încărcările provenite de la trei stâlpi: N_1=1200 kN, N_2=1400 kN, N_3=1300 kN (fig. 3.6).

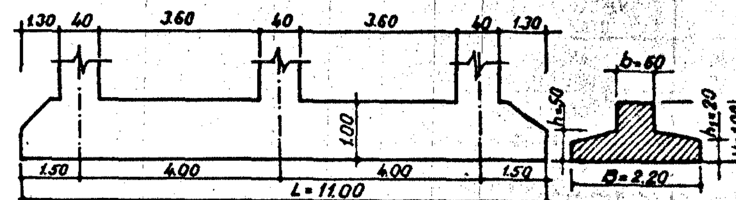


Fig. 3.5.

Presiunea convenţională pe teren este p_{conv} = 200 kPa.

Distanţele dintre stâlpi fiind egale şi diferenţele dintre forţe nedepăşind 20 %, calculul se poate face în ipoteza grinzii de mare rigiditate (metode aproximative). Calculul se va face prin două metode aproximative:

a) Metoda grinzii continue cu reazeme fixe (fig.3.6).

1. Verificarea suprafeţei în plan (L.B). Greutatea proprie a fundaţiei:

$$G_f = 1,2 \times L \times B \times H \times \gamma_{med} =$$
$$= 1,2 \times 11 \times 2,20 \times 20 = 580,8 \text{ kN}$$

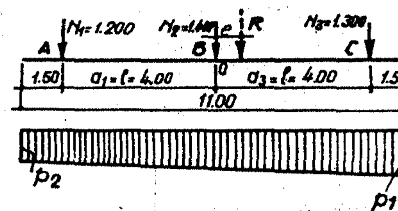


Fig. 3.6.

Valoarea de calcul a rezultantei totale este:

$$R = N_1+N_2+N_3+G_f = 1200 + 1400 + 1300 + 580,8 = 4480,8 \text{ kN}$$

Poziţia rezultantei R:

$$R.e = N_3 l - N_1 l = (1300-1200).4,0 = 400 \text{ kNm}$$

$$e = \frac{400}{4480,8} = 0,09 \text{ m}$$

Presiunea sub talpă se calculează cu relaţia (1.53):

$$p_{1,2} = \frac{4480,8}{11 \times 2,20}\left(1 \pm \frac{6 \times 0,09}{11}\right) = 185(1 \pm 0,05)$$

p_1 = 194 kPa < 1,2 p_{conv} = 240 kPa

p_2 = 176 kPa > 0

2. Calculul static şi de dimensionare a grinzii de fundaţie (fig.3.7)

$$p'_{1,2} = \frac{R'}{L.B}.(1 \pm \frac{6.e'}{L})$$

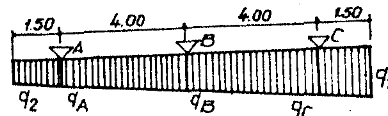


Fig. 3.7.

$$R' = N_1+N_2+N_3 = 1200+1400+1300 = 3900 \text{ kN}$$

$$e' = \frac{(N_3-N_1).1}{R'} = \frac{(1300-1200).4,0}{3900} = 0,10 \text{ m}$$

$$p'_{1,2} = \frac{3900}{11 \times 2,2}(1 \pm \frac{6 \times 0,1}{11}) = 161.(1 \pm 0,055)$$

p'_1 = 170 kPa ; p'_2 = 152 kPa

$q_1 = p'_1 . B = 170 \times 2,2 = 374$ kN/m

$q_2 = p'_2 . B = 152 \times 2,2 = 334$ kN/m

După efectuarea calculului static rezultă diagramele de momente încovoietoare şi forţe tăietoare redate în fig.3.8.

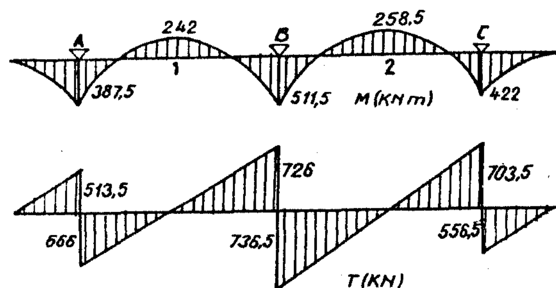


Fig. 3.8.

Determinarea armăturii longitudinale din grinda de fundaţie

Cu valorile de calcul ale momentelor încovoietoare de pe reazeme şi din câmp, se calculează aria necesară a armăturii longitudinale de rezistenţă, iar cu valorile forţelor tăietoare corespunzătoare secţiunilor de la marginile reazemelor (stâlpilor) se determină aria necesară a armăturii înclinate. Se foloseşte beton Bc 10 şi oţel OB 37.

Rezultatele calculului de dimensionare, care se face în confocmitate cu [10] sunt prezentate în tabelul 3.1.

Tabelul 3.1.

Secţ. (fig. 3.8)	Solicit.max. de calcul		Armătura necesară		Armare efectuată	
	M (kNm)	T (kN)	A_a (cm²)	A_i (cm²)	A_a (cm²)	A_i (cm²)
A	387,5	666	19,60	7,50	20,80 5Ø20+2Ø18	8,23 1Ø20+2Ø18
B	511,5	736,5	27,10	12,20	29,81 4Ø25+4Ø18	12,72 3Ø18+2Ø18
C	422	703,5	21,90	10,10	23,94 6Ø20+2Ø18	10,18 4Ø 18
1	242	-	12,40	-	13,30 4Ø16+2Ø18	-
2	258,5	-	13,20	-	13,30 4Ø16+2Ø18	-

Determinarea armăturii transversale din talpa grinzii de fundaţie

Pentru calculul armăturii transversale din talpa grinzii de fundaţie, se încarcă talpa cu o presiune uniform distribuită, provenită numai din încărcările exterioare, considerată ca reacţiune a terenului care are valoarea:

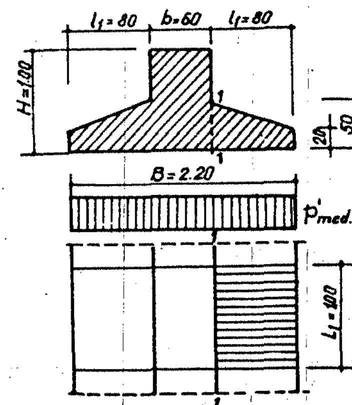


Fig. 3.9.

$$p'_{med} = \frac{p'_1 + p'_2}{2} = \frac{170 + 152}{2} = 161 \text{ kPa}$$

Momentul încovoietor faţă de secţiunea de încastrare a plăcii de bază în grinda de fundaţie, secţiunea 1-1 (fig. 3.9) este:

$$M_{1-1} = p'_{med}.L_1.l_1.\frac{1}{2}.l_1 = 161.0,80.\frac{0,80}{2} = 51,5 \text{ kNm/m}$$

Aria de armătură:

$$A_a = \frac{M_{1-1}}{0,875.\ h_o.R_a} = \frac{51,5\ .\ 10^4}{0,875.\ 46,5\ .\ 2100} = 6,20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

în care h_o a rezultat din relaţia:

$$h_o = h - 3,5 \text{ cm} = 50 - 3,5 = 46,5 \text{ cm}$$

Procentul de armare:

$$p\ \% = \frac{A_a}{L_1.h_o}.100 = \frac{6,20}{100\ .\ 46,5}.100 = 0,135\ \% > p_{min} = 0,05\ \%$$

În figura 3.10 se prezintă armarea longitudinală şi transversală a grinzii de fundaţie calculată.

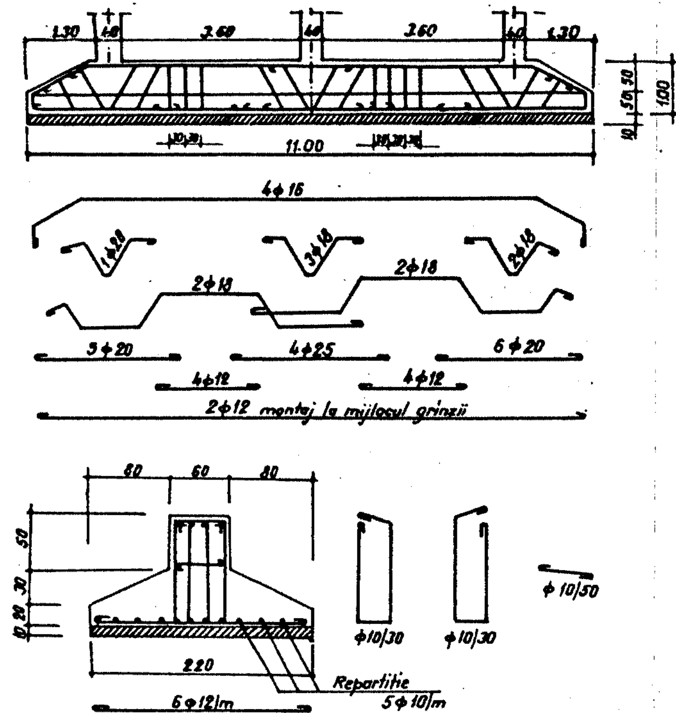


Fig. 3.10.

b) Metoda grinzii continue static determinată (fig.3.11)

$l_{A1} = l_{C2} = 0{,}475 . l = 1{,}90$ m

$l_{B1} = l_{B2} = 0{,}525 . l = 2{,}10$ m

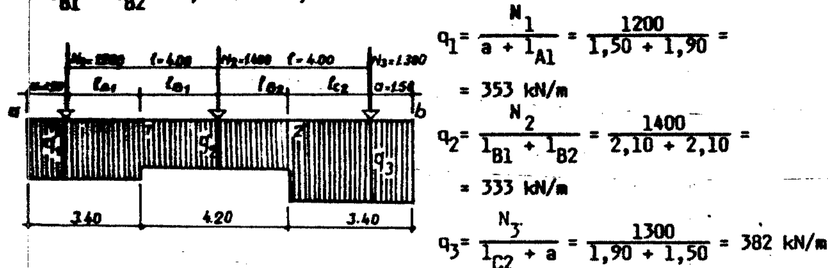


Fig. 3.11

$$q_1 = \frac{N_1}{a + l_{A1}} = \frac{1200}{1{,}50 + 1{,}90} = 353 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = \frac{N_2}{l_{B1} + l_{B2}} = \frac{1400}{2{,}10 + 2{,}10} = 333 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = \frac{N_3}{l_{C2} + a} = \frac{1300}{1{,}90 + 1{,}50} = 382 \text{ kN/m}$$

Momente încovoietoare

$$M_A = 353 . \frac{1{,}50^2}{2} = 397 \text{ kNm}$$

$$M_1 = 353 . \frac{3{,}40^2}{2} - 1200 . 1{,}9 = -240 \text{ kNm}$$

$$M_B = 353 . 3{,}40.(\frac{3{,}40}{2} + 2{,}10) + 333.\frac{2{,}1^2}{2} - 1200 . 4 = 495 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 353 . 3{,}40.(\frac{3{,}40}{2} + 4{,}2) + 333. \frac{4{,}2^2}{2} - 1200.(4+2{,}1) - 1400. 2{,}1 = -240 \text{ kNm}$$

$$M_C = 353. 3{,}40.(\frac{3{,}40}{2} + 2{,}1 + 4) + 333. 4{,}2.(\frac{4{,}2}{2} + 1{,}9) + 382.\frac{1{,}90^2}{2} - 1200.(4+4) - 1400. 4 = 450 \text{ kNm}$$

$$M_D = 353. 3{,}40.(\frac{3{,}40}{2} + 4{,}20 + 3{,}40) + 333. 4{,}2.(\frac{4{,}2}{2} + 3{,}40) + 382.\frac{3{,}40^2}{2} - 1200.(4+4+1{,}50) - 1400.(4+1{,}50) - 1300. 1{,}50 = +20 \text{ kNm} = \Delta M$$

Având în vedere valoarea mică a lui ΔM (fig.3.12) este suficient dacă se corectează momentele numai din câmpul 2 şi reazemul C, astfel:

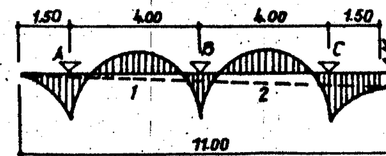


Fig. 3.12

$$M_C = +450 - \frac{9{,}50}{11} . 20 = 450 - 17 = 433 \text{ kNm}$$

$$M_2 = -240 - \frac{7{,}50}{11}. 20 = -240 - 13{,}5 = -253{,}5 \text{ kNm} \simeq -254 \text{ kNm}$$

Forţele tăietoare

$T_A^S = +353 . 1{,}50 = 530$ kN

$T_A^D = T_A^S - N_1 = +530 - 1200 = -670$ kN

$T_B^S = + 353. 3{,}40 + 333. 2{,}10 - 1200 = + 700$ kN

$T_B^D = T_B^S - N_2 = + 700 - 1400 = -700$ kN

$T_C^S = +353. 3{,}40 + 333. 4{,}20 + 382. 1{,}90 - 1200 - 1400 = 725$ kN

$T_C^B = T_C^S - N_3 = + 725 - 1300 = -575$ kN

Comparând momentele încovoietoare prezentate în diagramele din figura 3.13 cu momente şi forţele tăietoare obţinute pentru aceleaşi încărcări, dar considerând grinda în calcul drept o grindă continuă cu reazeme fixe, se observă că valorile lor sunt sensibil apropiate.

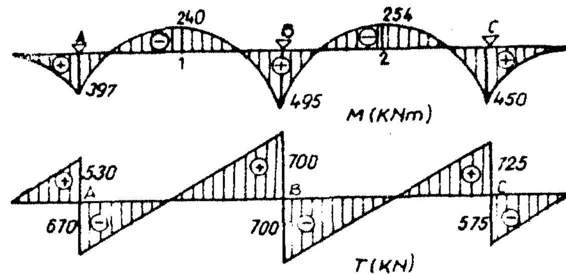


Fig. 3.13.

3.2. Metode de calcul în ipoteza grinzii de fundaţie elastică pe mediu elastic

3.2.1. Metoda Winkler

În cadrul acestei metode grinda de fundaţie se consideră elastică pe mediu elastic, adică se ţine cont de conlucrarea între două medii deformabile, (grinda şi terenul de fundare) care rămân permanent în contact pe toată suprafaţa (fig.3.14).

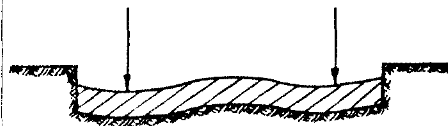


Fig. 3.14.

În privinţa legii de distribuţie a presiunii sub grindă, în ipoteza lui Winkler se presupune că între presiune şi deformaţie există o proporţionalitate prin intermediul coeficientului de tasare (de pat) K_s (daN/cm^3, kN/m^3).

$$p = K_s \cdot z \qquad (3.2)$$

unde: p - presiunea;

z - tasarea verticală.

Valoarea coeficientului de tasare (K_s) se indică a se determina experimental, ea fiind funcţie de natura terenului, mărimea încărcării cât şi de mărimea şi forma fundaţiei. În literatura de specialitate [6] se dau unele valori orientative, prezentate în tabelul 3.2.

Valoarea lui K_s se poate calcula [6] cu ajutorul modulului de deformaţie E, aplicând relaţia de mai jos:

$$K_s = \frac{E}{(1-\nu)^2 \cdot H} \qquad (3.3)$$

unde: H - grosimea stratului compresibil;

ν - coeficientul lui Poisson.

Tabelul 3.2.

Nr. crt.	Natura mediului (terenului de rezemare)	K_s (daN/cm^3)
1.	Nisip şi nisip argilos afânat, argilă şi argilă nisipoasă, în stare de curgere	0,1-0,5
2.	Pietriş, nisip şi nisip argilos de compactitate mijlocie, argilă şi argilă nisipoasă în stare plastică	0,5-5
3.	Pietriş, nisip argilos în stare compactă, argilă şi argilă nisipoasă consistentă	5-10
4.	Stâncă dură, stâncă cu fisuri	10-100
5.	Terenuri de fundaţie consolidate, fundaţii pe piloţi	100-150

Aşa cum se poate vedea în [6], pentru deducerea relaţiilor de calcul a deformaţiilor şi solicitărilor statice după metoda Winkler se pleacă de la ecuaţia fibrei medii deformate, a unei grinzi de lungime finită (L):

$$\frac{d^4 z}{dx^4} + 4 \cdot \alpha^4 \cdot z = 0 ,$$

unde: $\alpha = \frac{1}{L_e}$,

α fiind coeficientul de amortizare.

Prin L_e se notează lungimea elastică a grinzii care se calculează cu expresia:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K_s \cdot B}}$$

unde: E - modul de elasticitate;

I - momentul de inerţie al secţiunii grinzii;

K_s - coeficientul de tasare (de pat);

B - lăţimea tălpii grinzii.

Clasificarea grinzilor elastice rezemate pe mediu elastic, după lungimea considerată în calcul, se face în primul rând în funcţie de poziţia încărcării faţă de capetele grinzii (fig.3.15).

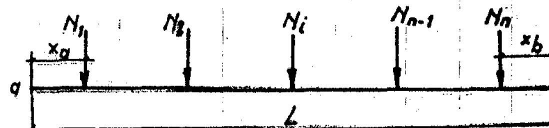


Fig. 3.15.

Astfel în calcul se consideră:

- grindă de lungime

infinită, când $\alpha \cdot x_a \geq 7$ şi $\alpha \cdot x_b \geq 7$;

- grindă de lungime semiinfinită, când $\alpha \cdot x_a \geq 7$ şi $\alpha \cdot x_b < 7$, sau $\alpha \cdot x_a < 7$ şi $\alpha \cdot x_b \geq 7$;
- grindă de lungime finită, când $\alpha \cdot x_a < 7$ şi $\alpha \cdot x_b < 7$.

Grinzile de lungime finită pot fi:

- lungi, când $\alpha \cdot L > 6$;
- de lungime medie, când $0,6 \leq \alpha \cdot L \leq 6$;
- scurte, când $\alpha \cdot L < 0,6$.

a) Grinda de lungime infinită acţionată de o forţă concentrată

Pentru o grindă cu lăţimea tălpii B, infinit de lungă, încărcată cu o forţă concentrată N (fig.3.16), săgeata z_x, rotirea θ_x, momentul M_x, forţa tăietoare T_x şi presiunea p_x, într-o secţiune curentă A situată la distanţa x faţă de punctul de aplicaţie al forţei, se pot calcula cu relaţiile [1]:

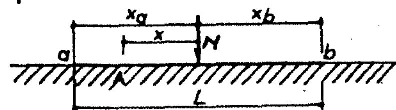


Fig. 3.16.

$$z_x = \frac{N.\alpha}{2.K_s.B} \cdot \varphi_1.(\alpha.x) \tag{3.4}$$

$$\theta_x = -\frac{N.\alpha^2}{K_s.B} \cdot \varphi_2.(\alpha.x) \tag{3.5}$$

$$M_x = \frac{N}{4.\alpha} \cdot \varphi_3.(\alpha.x) \tag{3.6}$$

$$T_x = -\frac{N}{2} \cdot \varphi_4.(\alpha.x) \tag{3.7}$$

$$p_x = K_s.z_x = \frac{N.\alpha}{2.B} \cdot \varphi_1.(\alpha.x) \tag{3.8}$$

unde:

$$\varphi_1(\alpha x) = e^{-\alpha x}(\cos \alpha x + \sin \alpha x);$$

$$\varphi_2(\alpha x) = e^{-\alpha x} \cdot \sin \alpha x;$$

$$\varphi_3(\alpha x) = e^{-\alpha x}(\cos \alpha x - \sin \alpha x);$$

$$\varphi_4(\alpha x) = e^{-\alpha x} \cos \alpha x.$$

Curbele de variaţie ale coeficienţilor $\varphi_1(\alpha x)$, $\varphi_2(\alpha x)$, $\varphi_3(\alpha x)$ şi $\varphi_4(\alpha x)$, se prezintă în figura 3.17, iar valorile acestor coeficienţi sunt redate în tabelul 3.3.

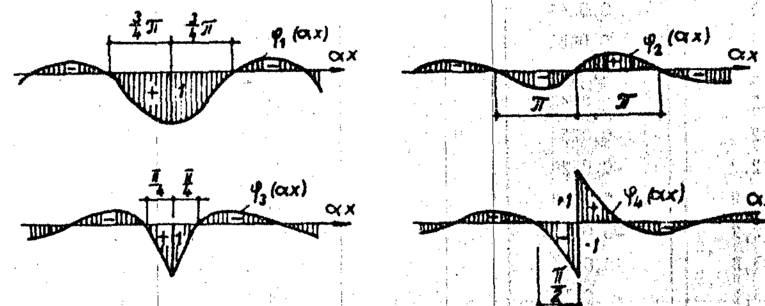


Fig. 3.17.

Tabelul 3.3.

αx	$\varphi_1(\alpha x)$	$\varphi_2(\alpha x)$	$\varphi_3(\alpha x)$	$\varphi_4(\alpha x)$
0	1	2	3	4
0,0	1,0000	0,0000	1,0000	1,0000
0,1	0,9907	0,0903	0,8100	0,9003
0,2	0,9651	0,1627	0,6398	0,8024
0,3	0,9267	0,2189	0,4888	0,7077
0,4	0,8784	0,2610	0,3564	0,6174
0,5	0,8241	0,2908	0,2415	0,5323
0,6	0,7628	0,3099	0,1431	0,4530
0,7	0,6997	0,3199	0,0599	0,3798
0,8	0,6354	0,3223	-0,0093	0,3131
0,9	0,5712	0,3185	-0,0657	0,2527
1,0	0,5083	0,3096	-0,1108	0,1988
1,1	0,4746	0,2967	-0,1457	0,1510
1,2	0,3899	0,2807	-0,1716	0,1091
1,3	0,3355	0,2626	-0,1897	0,0729
1,4	0,2849	0,2430	-0,2011	0,0419
1,5	0,2384	0,2226	-0,2068	0,0158
1,6	0,1959	0,2018	-0,2077	-0,0059
1,7	0,1576	0,1812	-0,2047	-0,0235
1,8	0,1234	0,1610	-0,1985	-0,0376
1,9	0,0932	0,1415	-0,1899	-0,0484
2,0	0,0667	0,1230	-0,1794	-0,0563
2,1	0,0439	0,1057	-0,1675	-0,0618

0	1	2	3	4
2,2	0,0244	0,0895	-0,1548	-0,0652
2,3	0,0080	0,7480	-0,1416	-0,0668
2,4	-0,0056	0,0613	-0,1282	-0,0669
2,5	-0,0166	0,0492	-0,1149	-0,0658
2,6	-0,0254	0,0383	-0,1019	-0,0636
2,7	-0,0320	0,0287	-0,0895	-0,0608
2,8	-0,0369	0,0204	-0,0777	-0,0583
2,9	-0,0403	0,0132	-0,0666	-0,0534
3,0	-0,0423	0,0070	-0,0563	-0,0493
3,1	-0,0431	0,0019	-0,0469	-0,0450
3,2	-0,0431	-0,0024	-0,0383	-0,0407
3,3	-0,0422	-0,0058	-0,0306	-0,0364
3,4	-0,0408	-0,0085	-0,0237	-0,0323
3,5	-0,0389	-0,0106	-0,0177	-0,0283
3,6	-0,0366	-0,0121	-0,0124	-0,0245
3,7	-0,0341	-0,0131	-0,0079	-0,0210
3,8	-0,0314	-0,0137	-0,0040	-0,0177
3,9	-0,0286	-0,0140	-0,0008	-0,0147
4,0	-0,0258	-0,0139	+0,0019	-0,0120
4,1	-0,0231	-0,0136	0,0040	-0,0095
4,2	-0,0204	-0,0131	0,0057	-0,0074
4,3	-0,0178	-0,0125	0,0070	-0,0054
4,4	-0,0155	-0,0177	0,0079	-0,0038
4,5	-0,0132	-0,0108	0,0085	-0,0023
4,6	-0,0111	-0,0100	0,0089	-0,0011
4,7	-0,0092	-0,0091	0,0090	0,0001
4,8	-0,0075	-0,0082	0,0089	0,0007
4,9	-0,0059	-0,0073	0,0087	0,0014
5,0	-0,0046	-0,0065	0,0084	0,0019
5,1	-0,0033	-0,0057	0,0080	0,0023
5,2	-0,0023	-0,0049	0,0075	0,0026
5,3	-0,0014	-0,0042	0,0069	0,0028
5,4	-0,0006	-0,0035	0,0064	0,0029
5,5	0,0000	-0,0029	0,0058	0,0029
5,6	0,0005	-0,0023	0,0052	0,0029
5,7	0,0010	-0,0018	0,0046	0,0028
5,8	0,0013	-0,0014	0,0041	0,0027
5,9	0,0015	-0,0010	0,0036	0,0026

0	1	2	3	4
6,0	0,0017	-0,0007	0,0031	0,0024
6,1	0,0018	-0,0004	0,0026	0,0022
6,2	0,0019	-0,0002	0,0022	0,0020
6,3	0,0019	+0,0001	0,0018	0,0018
6,4	0,0018	0,0003	0,0015	0,0017
6,5	0,0018	0,0004	0,0012	0,0015
6,6	0,0017	0,0005	0,0009	0,0013
6,7	0,0016	0,0006	0,0006	0,0011
6,8	0,0015	0,0006	0,0004	0,0010
6,9	0,0014	0,0006	0,0002	0,0008
7,0	0,0013	0,0006	0,0001	0,0007

La o grindă acţionată de o forţă concentrată deformaţiile z şi momentele M sunt simetrice faţă de axa Oz, înseamnă că relaţiile de calcul redate mai sus pentru z_x şi M_x se aplică sub această formă, indiferent de poziţia forţei faţă de secţiunea de calcul A.

Rotirile θ_x, respectiv forţele tăietoare T_x sunt antisimetrice, motiv pentru care la determinarea lor, relaţiile de calcul se aplică sub forma redată anterior numai în cazul când forţa se găseşte în stânga secţiunii de calcul A.

b) Grinda de lungime infinită acţionată de mai multe forţe concentrate

Relaţiile de calcul a lui z, θ, M, T şi p pentru grinda de lungime infinită acţionată de o singură forţă N, sunt liniare în raport cu forţa N, fapt care permite ca aceste relaţii să poată fi aplicate şi-n cazul mai multor forţe (fig. 3.18) prin folosirea principiului suprapunerii efectelor.

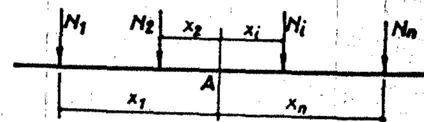


Fig. 3.18.

Relaţiile de calcul pentru acest caz sunt [1] :

$$z_A = \frac{\alpha}{2.K_s.B} \sum_{i=1}^{n} N_i \cdot \varphi_1 \cdot (\alpha x_i) \qquad (3.9)$$

$$\theta_A = \frac{\alpha^2}{K_s \cdot B} \sum_{i=1}^{n} N_i \cdot \varphi_2 \cdot (\alpha \cdot x_i) \qquad (3.10)$$

$$M_A = \frac{1}{4\alpha} \sum_{i=1}^{n} N_i \cdot \varphi_3 \cdot (\alpha \cdot x_i) \qquad (3.11)$$

$$T_A = -\frac{1}{2} \sum_{i=1}^{n} N_i \cdot \varphi_4 \cdot (\alpha \cdot x_i) \qquad (3.12)$$

$$p_A = \frac{\alpha}{2 \cdot B} \sum_{i=1}^{n} N_i \cdot \varphi_1 \cdot (\alpha \cdot x_i) \qquad (3.13)$$

c) <u>Grinda de lungime infinită acţionată de încărcare uniform distribuită</u>

În practică, intervin deseori cazuri când asupra grinzilor rezemate pe mediu elastic, acţionează şi încărcări uniform distribuite (fig.3.19).

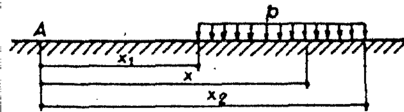


Fig. 3.19.

În acest caz asimilând încărcarea uniform distribuită cu o succesiune de forţe concentrate infinit de mici, se ajunge la următoarele relaţii de calcul pentru z, θ, M şi T:

$$z = -\frac{p}{2 \cdot K_s \cdot B}\left[\varphi_4 \cdot (\alpha \cdot x_2) - \varphi_4 \cdot (\alpha \cdot x_1)\right] \qquad (3.14)$$

$$\theta = \frac{p \cdot \alpha}{2 \cdot K_s \cdot B}\left[\varphi_1 \cdot (\alpha x_1) - \varphi_1 \cdot (\alpha \cdot x_2)\right] \qquad (3.15)$$

$$M = \frac{p}{4\alpha^2}\left[\varphi_2 \cdot (\alpha \cdot x_2) - \varphi_2 \cdot (\alpha \cdot x_1)\right] \qquad (3.16)$$

$$T = \frac{p}{4\alpha}\left[\varphi_3 \cdot (\alpha \cdot x_1) - \varphi_3 \cdot (\alpha \cdot x_2)\right] \qquad (3.17)$$

Relaţiile de mai sus sunt valabile pentru cazul când secţiunea de calcul A se găseşte pe grindă în afara porţiunii încărcate (fig.3.19).

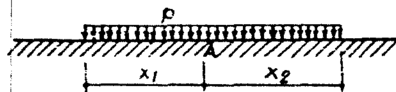


Fig. 3.20.

În cazul când secţiunea de calcul se găseşte pe grinda în interiorul porţiunii încărcate (fig.3.20), se împarte porţiunea încărcată în două părţi, pentru fiecare parte putându-se aplica relaţiile de mai sus şi rezultă:

$$z = \frac{-p}{2K_s B}\left[\varphi_4(\alpha x_2) + \varphi_4(\alpha x_1) - 2\right] \qquad (3.18)$$

$$\theta = \frac{p\alpha}{2 \cdot K_s \cdot B}\left[\varphi_1(\alpha x_1) - \varphi_1(\alpha x_2)\right] \qquad (3.19)$$

$$M = \frac{p}{4\alpha^2}\left[\varphi_2(\alpha x_2) + \varphi_2(\alpha x_1)\right] \qquad (3.20)$$

$$T = \frac{p}{4\alpha}\left[\varphi_3(\alpha x_1) - \varphi_3(\alpha x_2)\right] \qquad (3.21)$$

d) <u>Grindă de lungime infinită acţionată de un moment încovoietor</u>

În cazul când asupra grinzii de fundaţie acţionează un moment direct aplicat M_i (fig.3.21) relaţiile de calcul pentru deformaţiile şi solicitările statice într-o secţiune A se pot deduce simplu, punând acest cuplu sub forma:

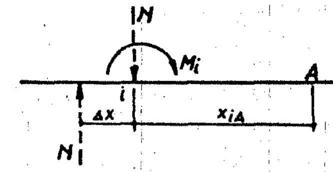


Fig. 3.21.

$M_i = N . \Delta x.$

Relaţiile de calcul pentru săgeată, rotire, moment încovoietor şi forţa tăietoare într-o secţiune de calcul (A) sunt [1]:

$$z_A = \frac{M_i \alpha^2}{K_s B} \cdot \varphi_2 \cdot (\alpha \cdot x_{iA}) \qquad (3.22)$$

$$\theta_A = \frac{M_i \alpha^2}{K_s \cdot B} \varphi_3(\alpha \cdot x_{iA}) \qquad (3.23)$$

$$M_A = \frac{M_i}{2} \varphi_4(\alpha \cdot x_{iA}) \qquad (3.24)$$

$$T_A = -\frac{M_i \cdot \alpha}{2} \varphi_1(\alpha \cdot x_{iA}) \qquad (3.25)$$

3.2.2. <u>Metoda Bleich</u>

Pentru calculul grinzilor finite de lungime medie ($0,6 \leq \alpha L \leq 6$) precum şi a celor lungi, în cazul când încărcările acţionează în vecinătatea capetelor, se aplică metoda Bleich care constă , în transformarea grinzii de lungime finită într-o grindă de lungime infinită.

În acest sens, grinda de lungime finită asupra căreia acţionează forţele concentrate N_1, $N_2 \ldots N_n$, se prelungeşte în ambele părţi, încărcând porţiunile prelungite cu nişte forţe fictive X_1 şi X_2 respectiv X_3 şi X_4 (fig.3.22).

Pentru simplificarea calculului, forţele fictive $X_1 \ldots X_4$ se amplasează faţă de capetele grinzii, după cum urmează:

- X_1 şi X_4 la distanţa $\alpha x_1 = \frac{\pi}{2}$, respectiv $\alpha x_4 = \frac{\pi}{2}$;
- X_2 şi X_3 la distanţa $\alpha x_2 = \frac{\pi}{4}$, respectiv $\alpha x_3 = \frac{\pi}{4}$.

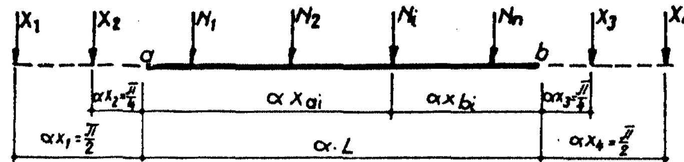


Fig. 3.22.

Valorile celor patru forțe fictive se determină din condițiile reale, corespunzătoare capetelor a și b ale grinzii reale . În general, grinzile de fundare au capetele libere,fiind satisfăcute condițiile:

$$M_a = 0 \text{ și } T_a = 0, \text{ respectiv } M_b = 0 \text{ și } T_b = 0 \qquad (3.26)$$

Explicitând condițiile (3,26) pentru schema de calcul din fig.3.22 și ținând seama de faptul că în tabelul 3.3 coeficienții φ_3 și φ_4 sunt dați pentru $\alpha\cdot x > 0$, iar pentru $\alpha x < 0$ coeficienții φ_4 sunt cu semn schimbat, se obține următorul sistem de ecuații:

$$M_a = \frac{1}{4\alpha}\left[X_1\cdot\varphi_3(\alpha\cdot x_1) + X_3\cdot\varphi_3(\alpha\cdot L + \alpha\cdot x_3) + X_4\cdot\varphi_3(\alpha\cdot L + \alpha\cdot x_4) + \sum N_i\,\varphi_3(\alpha\cdot x_{ai})\right] = 0$$

$$T_a = -\frac{1}{2}\left[-X_2\varphi_4(\alpha\cdot x_2) + X_3\varphi_4(\alpha\cdot L + \alpha\cdot x_3) + X_4\varphi_4(\alpha\cdot L + \alpha\cdot x_4) + \sum N_i\varphi_4(\alpha\cdot x_{ai})\right] = 0$$

$$M_b = \frac{1}{4\alpha}\left[X_1\varphi_3(\alpha\cdot L + \alpha\cdot x_1) + X_2\varphi_3(\alpha\cdot L + \alpha\cdot x_2) + X_4\cdot\varphi_3(\alpha\cdot x_4) + \sum N_i\varphi_3(\alpha\cdot x_{bi})\right] = 0$$

$$T_b = -\frac{1}{2}\left[-X_1\varphi_4(\alpha\cdot L + \alpha\cdot x_1) - X_2\varphi_4(\alpha\cdot L + \alpha\cdot x_2) + X_3\varphi_4(\alpha\cdot x_3) - \sum N_i\varphi_4(\alpha\cdot x_{bi})\right] = 0$$

Pentru cazul grinzii finite lungi, $\alpha\cdot L > 6$, valorile funcțiilor $\varphi_3(\alpha\cdot L + \alpha\cdot x_i)$ și $\varphi_4(\alpha\cdot L + \alpha\cdot x_i)$ sunt mici și se pot neglija, dispărând din fiecare ecuație câte două necunoscute. Prin amplasarea forțelor fictive la distanțele $\frac{\pi}{4}$ și $\frac{\pi}{2}$ față de capetele grinzii, din fiecare ecuație a mai dispărut câte o necunoscută, rezultând un sistem de patru ecuații cu câte o necunoscută. Relațiile de calcul a forțelor fictive, în acest caz, sunt:

$$X_1 = -\frac{\sum N_i\cdot\varphi_3\cdot(\alpha\cdot x_{ai})}{\varphi_3(\frac{\pi}{2})}; \qquad X_2 = \frac{\sum N_i\cdot\varphi_4\cdot(\alpha\cdot x_{ai})}{\varphi_4(\frac{\pi}{4})}$$

$$X_3 = \frac{\sum N_i\cdot\varphi_4\cdot(\alpha\cdot x_{bi})}{\varphi_4(\frac{\pi}{4})}; \qquad X_4 = -\frac{\sum N_i\cdot\varphi_3\cdot(\alpha\cdot x_{bi})}{\varphi_3(\frac{\pi}{2})}$$

Din tabelul 3.3 rezultă $\varphi_3(\frac{\pi}{2}) = -0{,}207$ și $\varphi_4(\frac{\pi}{4}) = 0{,}323$. Înlocuind aceste valori în relațiile de mai sus, rezultă:

$$X_1 = \frac{\sum N_i\cdot\varphi_3\cdot(\alpha\cdot x_{ai})}{0{,}207} \qquad (3.27)$$

$$X_2 = \frac{\sum N_i\cdot\varphi_4\cdot(\alpha\cdot x_{ai})}{0{,}232} \qquad (3.28)$$

$$X_3 = \frac{\sum N_i\cdot\varphi_4\cdot(\alpha\cdot x_{bi})}{0{,}323} \qquad (3.29)$$

$$X_4 = \frac{\sum N_i\cdot\varphi_3\cdot(\alpha\cdot x_{bi})}{0{,}207} \qquad (3.30)$$

După determinarea valorilor forțelor fictive X_1, X_2, X_3 și X_4, calculul solicitărilor statice și al deformațiilor în orice secțiune a grinzii de lungime finită, se face ca și la grinda de lungime infinită (folosind relațiile și coeficienții de la metoda Winkler).

Exemplul 3.2.

Să se dimensioneze fundația continuă pentru trei stâlpi (fig.3.23) a căror încărcări de calcul sunt N_1=2000 kN, N_2=1000 kN și N_3=1500 kN. Presiunea convențională a terenului este p_{conv}=300 kPa, iar coeficientul de tasare al terenului K_s=10 daN/cm^3.

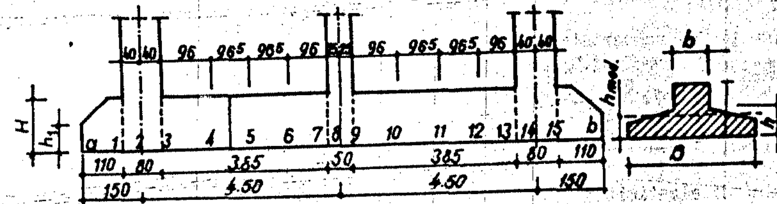


Fig. 3.23.

Fundația se execută din beton Bc 15 armat cu oțel beton OB 37.
Având în vedere că sarcinile stâlpilor sunt mult diferite între ele,

pentru calculul grinzii de fundaţie nu se poate aplica o metodă de calcul aproximativă, ci se va aplica metoda Winkler. Calculul se va face în următoarele secţiuni:

- secţiunile de la capetele grinzii (a şi b) unde presiunea pe teren ar putea fi maximă;
- secţiunile de la marginile stâlpilor (1, 3, 7, 9, 13, 15) pentru determinarea eventualelor presiuni maxime pe teren, a momentelor pe reazeme şi a forţelor tăietoare maxime, reduse la marginea reazemelor;
- secţiunile din axele stâlpilor (2, 8, 14) pentru determinarea momentelor maxime în axul reazemelor;
- secţiunile din mijlocul deschiderii între stâlpi (5, 11) pentru aflarea momentelor maxime din câmp;
- secţiunile intermediare - între stâlpi şi mijlocul deschiderii - (4, 6, 10, 12) pentru trasarea cât mai exactă a diagramelor de momente, forţe tăietoare, deplasări şi presiuni.

Rezolvare:

Calculul lungimii elastice (L_e) şi stabilirea schemei de calcul a grinzii

Momentul de inerţie al secţiunii grinzii de fundaţie în formă de T se determină cu relaţia:

$$I = \gamma \frac{b.H^3}{12} \quad \text{(pentru secţiuni T)}$$

Pentru calculul momentului de inerţie, se impun următoarele dimensiuni ale grinzii de fundaţie: b=60 cm, H=100 cm, B=250 cm, h_1=20 cm, h=45 cm (vezi notaţii fig.3.27).

$$h_{med} = \frac{h_1 + h}{2} \simeq 30 \text{ cm}$$

În funcţie de rapoartele:

$$\frac{B}{b} = \frac{250}{60} = 4,17 \quad \text{şi} \quad \frac{h_{med}}{H} = \frac{30}{100} = 0,3 \quad \text{rezultă: } \gamma = 1,801$$

$$I = 1,801 . \frac{60 \times 100^3}{12} = 9,008 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

Modulul de elasticitate la încovoiere pentru beton Bc 15 este $E = 2,4 \times 10^7$ kPa = $2,4 \times 10^5$ daN/cm^2.

Lungimea elastică a grinzii se calculează astfel:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 2,4 \times 10^5 \times 9,008 \times 10^6}{10 \times 250}} = 242 \text{ cm}$$

Coeficientul de amortizare este:

$$\alpha = \frac{1}{L_e} = \frac{1}{2,42} = 0,413$$

$\alpha \cdot L = 0,413 \times 12 = 4,95 < 6$ - grinda este de lungime medie.

Grinda de fundaţie fiind de lungime medie, iar forţele N_1 şi N_3 acţionând în secţiuni apropiate de capăt, pentru a putea aplica relaţiile de calcul de la grinda infinit lungă, se foloseşte metoda Bleich.

Lungimea grinzii în scară elastică, adică produsul $\alpha \cdot L = 4,95$ fiind apropiat de $\alpha \cdot L = 6$ de la care grinzile pot fi considerate finite lungi şi pentru care forţele fictive pot fi calculate cu relaţiile 3.27...3.30, se consideră că aplicarea acestor relaţii şi în cazul de faţă nu introduce erori semnificative, coeficienţii φ_3 şi φ_4 la distanţele $\alpha \cdot L + \frac{\pi}{4}$, respectiv $\alpha \cdot L + \frac{\pi}{2}$ fiind foarte mici (φ_3=0,0075 şi 0,0004, respectiv φ_4=0,0026 şi 0,0010).

Calculul forţelor fictive X_1, X_2, X_3 şi X_4 este prezentat în tabelul 3.4.

Schema de calcul a grinzii de fundaţie după introducerea forţelor fictive şi transformarea lungimilor în mărimi adimensionale αx_i este redată în fig.3.24.

X_1 X_2 N_1=2000 KN N_2=1000 KN N_3=1500 KN X_3 X_4

	X1–X2	X2–a	a–1	1–2	2–3	3–4	4–5	5–6	6–7	7–8	8–9	9–10	10–11	11–12	12–13	13–14	14–15	15–b	b–X3	X3–X4
x_i			110	40	40	96	96,5	96,5	96	25	25	96	96,5	96,5	96	40	40	110		
αx_i	0,785	0,785	0,454	0,165	0,165	0,395	0,398	0,398	0,396	0,103	0,103	0,396	0,398	0,398	0,396	0,165	0,165	0,454	0,785	0,785

Fig. 3.24

Calculul solicitărilor şi deformaţiilor efectuat pentru toate secţiunile de divizare a grinzii (fig.3.24) este explicitat doar pentru trei secţiuni: a, 2 şi 5.

Secţiunea a (tab.3.5)

$$M_a = 0 \; ; \quad p_a = \frac{\alpha \sum N_i \varphi_1 (\alpha \cdot x_{ai})}{2B} = \frac{0,413 \times 3261}{2 \times 2,50} = 268,9 \text{ kPa}$$

$T_a = 0$

Observaţie: Forţele X_3 şi X_4 acţionând departe de secţiunile de calcul a şi 2, efectul lor se neglijează.

Tabelul 3.4.

Forța N_i	Valoarea forței [kN]	$\alpha \cdot x_{ai}$	$\alpha \cdot x_{bi}$	$\varphi_3(\alpha \cdot x_{ai})$	$\varphi_4(\alpha \cdot x_{ai})$	$\varphi_3(\alpha \cdot x_{bi})$	$\varphi_4(\alpha \cdot x_{bi})$	$N_i \varphi_3(\alpha \cdot x_{ai})$	$N_i \varphi_4(\alpha \cdot x_{ai})$	$N_i \varphi_3(\alpha \cdot x_{bi})$	$N_i \varphi_4(\alpha \cdot x_{bi})$
N_1	2000	0,619	4,331	0,1273	0,4391	0,0073	-0,0049	254,6	878,2	14,6	-9,8
N_2	1000	2,475	2,475	-0,1182	-0,0661	-0,1182	-0,0661	-118,2	-66,1	-118,2	-66,1
N_3	1500	4,331	0,619	-0,0073	-0,0049	-0,1273	0,4391	10,95	-7,35	190,95	658,65
							$\sum$	147,35	804,75	87,35	582,75

Aplicând relațiile 3.27, 3.28, 3.29 și 3.30, forțele fictive X_1, X_2, X_3, X_4 sunt:

$X_1 = \frac{147,35}{0,207} = 711,8$ kN; $X_2 = \frac{804,75}{0,323} = 2491,5$ kN; $X_3 = \frac{582,75}{0,323} = 1804,18$ kN; $X_4 = \frac{87,35}{0,207} = 421,98$ kN

Tabelul 3.5.

Forța [kN]	$\alpha \cdot x_{ai}$	$\varphi_1(\alpha \cdot x_{ai})$	$\sum N_i \varphi_1(\alpha \cdot x_{ai})$
X_1 = 711,8	1,57	0,2806	148,48
X_2 = 2491,5	0,758	0,6624	1650,37
N_1 = 2000	0,619	0,7508	1501,6
N_2 = 1000	2,475	-0,0138	-13,8
N_3 = 1500	4,331	-0,0171	-25,65
		$\sum$	3261

Notă: Notația N_i din ultima coloană se referă la toate forțele.

Secțiunea 2 (tab.3.6)

Tabelul 3.6.

Forța [kN]	$\alpha \cdot x_{ai}$	$\varphi_1(\alpha \cdot x_{2i})$	$\varphi_3(\alpha \cdot x_{2i})$	$\varphi_4(\alpha \cdot x_{2i})$	$N_i \varphi_1(\alpha \cdot x_{2i})$	$N_i \varphi_3(\alpha \cdot x_{2i})$	$N_i \varphi_4(\alpha \cdot x_{2i})$
X_1 = 711,3	2,189	0,0265	-0,1562	-0,0648	18,862	-111,183	-46,124
X_2 =2491,5	1,404	0,2830	-0,2013	0,0408	705,09	-501,538	101,653
N_1 = 200ʳ	0,0	1	1	1; -1	2000	2000	2000; -2000
N_2 = 1000	1,856	0,1665	-0,1936	-0,0436	106,5	-193,6	43,6
N_3 =1500	3,712	-0,0337	-0,0074	-0,0206	-50,55	-11,1	130,9
				$\sum$	2779,902	1182,58	2130,029 -1869,97

$$p_2 = \frac{0,413}{2 \times 2,50} \times 2779,902 = 229,7 \text{ kPa}$$

$$M_2 = \frac{1}{4 \times 0,413} \times 1182,58 = 715,46 \text{ kNm}$$

T_2 =
- $-0,5 \times (-1869,97) = 934,985$ kN (în stânga secțiunii)
- $-0,5 \times 2130,029 = -1065,014$ kN (în dreapta secțiunii)

Observație: La determinarea forței tăietoare în stânga secțiunii de calcul, forța N_1 se consideră că acționează în dreapta secțiunii, iar pentru determinarea forței tăietoare dreapta, forța N_1 se consideră că acționează în stânga secțiunii.

Secțiunea 5 (tab.3.7)

...ța [kN]	$\alpha \cdot x_{5i}$	$\varphi_1(\alpha x_{5i})$	$\varphi_3(\alpha x_{5i})$	$\varphi_4(\alpha x_{5i})$	$N_i \varphi_1(\alpha x_{5i})$	$N_i \varphi_3(\alpha x_{5i})$	$N_i \varphi_4(\alpha x_{5i})$
X_1=711,8	3,148	-0,0431	-0,0428	-0,0429	-30,68	-30,47	-30,54
X_2=2491,5	2,363	-0,0006	-0,1332	-0,0669	-1,49	-331,87	-166,68
N_1=2000	0,959	0,5341	-0,0842	0,2209	1068,2	-168,4	441,8
N_2=1000	0,897	0,5731	-0,0109	0,2545	573,1	-10,9	-254,5
N_3=1500	2,753	-0,0346	-0,0832	-0,0589	-51,9	-124,8	88,35
X_3=1804,18	4,157	-0,0216	0,0047	-0,0083	-38,97	8,48	14,97
				$\sum$	1518,26	-657,96	93,4

Notă: Efectul forței fictive X_4 s-a neglijat.

$$p_5 = \frac{0,413}{2 \times 2,5} \times 1518,26 = 125,48 \text{ kPa}$$

$$M_5 = \frac{1}{4 \times 0,413} \cdot (-657,96) = -398,07 \text{ kNm}$$

$$T_5 = -\frac{1}{2}(93,4) = -46,7 \text{ kN}$$

Valorile presiunilor (p), momentelor încovoietoare (M) și ale forțelor tăietoare (T), din toate secțiunile de divizare a grinzii, sunt prezentate în fig.3.25.

Tasările corespunzătoare secțiunilor 2, 8 și 14 (sub cei trei stâlpi) sunt:

$$z_2 = \frac{p_2}{K_s} = \frac{2,297}{10} = 0,229 \text{ cm}$$

$$z_8 = \frac{p_8}{K_s} = \frac{0,9607}{10} = 0,096 \text{ cm}$$

$$z_{14} = \frac{p_{14}}{K_s} = \frac{1,716}{10} = 0,171 \text{ cm}$$

Analizând diagramele de variație a presiunii și momentului încovoietor în lungul grinzii, precum și valoarea tasărilor în secțiunile din dreptul axelor stâlpilor, se poate observa efectul de conlucrare a grinzii cu terenul. Grinda se comportă asemănător unei grinzi continue cu reazeme tasabile, reazemele fiind cei trei stâlpi.

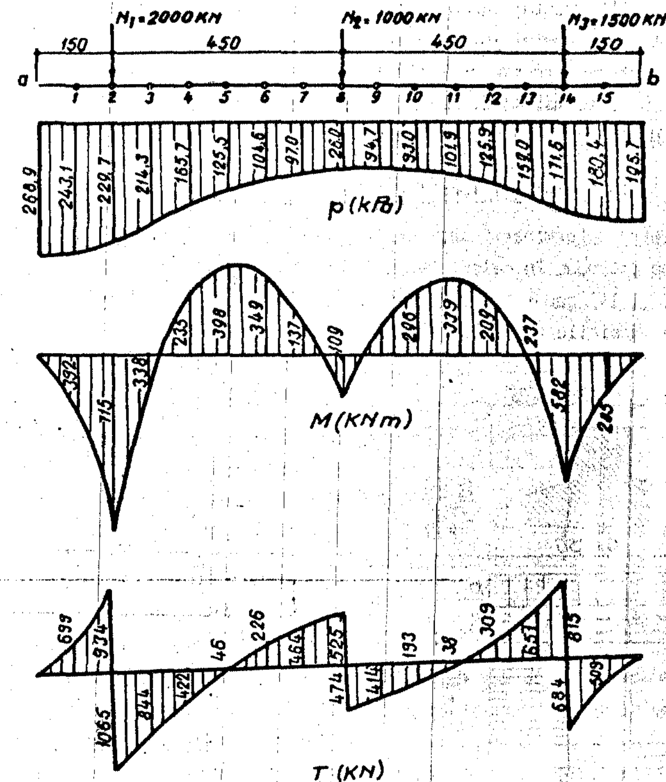


Fig. 3.25.

Considerând sensul tasărilor de jos în sus, adică în sensul de acțiune al încărcării grinzii cu presiunea reactivă a terenului și luând ca reper linia 2-14 (fig.3.26), reazemul din mijloc (secțiunea 8) are o tasare suplimentară:

$$\Delta z = \frac{z_2 + z_{14}}{2} - z_8 = \frac{0,229 + 0,171}{2} - 0,096 = 0,104 \text{ cm}$$

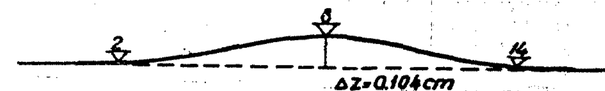


Fig. 3.26.

Datorită acestui lucru, momentul pozitiv şi reacţiunea în secţiunea 8 (din dreptul reazemului intermediar) sunt mai mici decât în cazul grinzii continue cu reazeme fixe sau egal tasate. În cazul când diferenţa între N_2 şi N_1, respectiv N_3 este mai mare, momentul pe reazemul din mijloc (secţiunea 8) poate să devină nul sau chiar negativ.

Calculul armăturii longitudinale din grinda de fundaţie

Pentru determinarea secţiunii de armătură pe reazeme, (în dreptul stâlpilor), se introduc în calcul valorile momentelor din axul stâlpilor (secţiunile 2, 8 şi 14) reduse cu 0,85 întrucât sunt mai mari decât valorile momentelor de la marginile reazemelor.

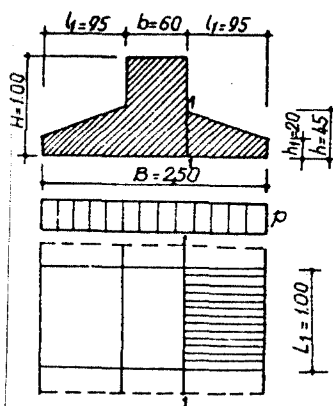


Fig. 3.27.

Dimensiunile secţiunii transversale a grinzii (fig.3.27) sunt:

b = 60 cm; H = 100 cm;

B = 250 cm; h_1 = 20 cm;

h = 45 cm; h_{med} = 30 cm;

$h_o = H - a = 100 - 3{,}5 = 96{,}5$ cm.

Eforturile din secţiunile de divizare a grinzii precum şi ariile de armătură aferente sunt prezentate în tabelul 3.8.

Armarea grinzii este redată în fig. 3.28.

Calculul armăturii transversale din talpa grinzii

După cum se poate observa din diagrama de variaţie a presiunii pe teren în lungul grinzii de fundaţie (fig.3.25) valorile acestei presiuni diferă mult între ele de la o secţiune la alta. Datorită acestui fapt s-ar impune ca dimensionarea armăturii transversale să se facă pe porţiuni de grindă.

Tabelul 3.8.

Sect.	Solicitări de calcul		Armătura necesară din calcul		Armarea efectuată	
	M [kNm]	T [kN]	A_a [cm²]	A_i [cm²]	A_a [cm²]	A_i [cm²]
0	1	2	3	4	5	6
1.	392	699	19,54	6,05	25,14 8φ20	12,56 4φ20
2	715	-	31,90	-	31,41 10φ20	

0	1	2	3	4	5	6
3.	338	844		15,93	18,84 6φ20	18,84 6φ20
5.	398	46	19,54		20,60 4φ16+4φ20	
7.	137	164	4,69		22,74 4φ18+4φ20	12,56 4φ20
8.	109	-			25,14 8φ20	
9.	1	414			25,14 8φ20	10,18 4φ18
11.	339	38	16,40		18,22 4φ16+4φ18	
13.	231	651			12,56 4φ20	10,18 4φ18
14.	582	-	20,04		22,74 4φ18+4φ20	
15.	282	509			17,65 2φ18+4φ20	10,18 4φ18

Având în vedere obţinerea unei simplităţi la execuţie şi făcând un calcul mai acoperitor grinda de fundaţie se va împărţi doar în două porţiuni după cum urmează:

- porţiunea stângă (între secţiunile a şi 8) pentru care se va lua drept încărcare, media presiunilor din secţiunile "a" şi "1" adică:

$$p_{med_1} = \frac{268{,}9 + 243{,}11}{2} = 256 \text{ kPa}$$

$$M_{1-1} = p_{med_1} \cdot \frac{L_1 \cdot l_1^2}{2} = 256 \cdot \frac{1{,}00 \times 0{,}85^2}{2} = 115{,}5 \text{ kN.m}$$

$$A_a = \frac{M_{1-1}}{0{,}875 h_o \cdot R_a} = \frac{1155000}{0{,}875 \cdot 41 \cdot 2100} = 15{,}78 \text{ cm}^2$$

$$h_o = h_1 - a - \frac{d}{2} = 45 - 3{,}5 - \frac{1{,}0}{2} = 41 \text{ cm}$$

Verificarea procentului de armare:

$$p\,\% = \frac{A_a}{b \cdot h_o} \cdot 100 = \frac{15{,}78}{100 \times 41} \times 100 = 0{,}385\,\% > p\%_{min} = 0{,}05\,\%$$

Se aleg bare φ 16 care se dispun la 12,5 cm cu aria efectivă de 16,08 $\frac{cm^2}{m}$.

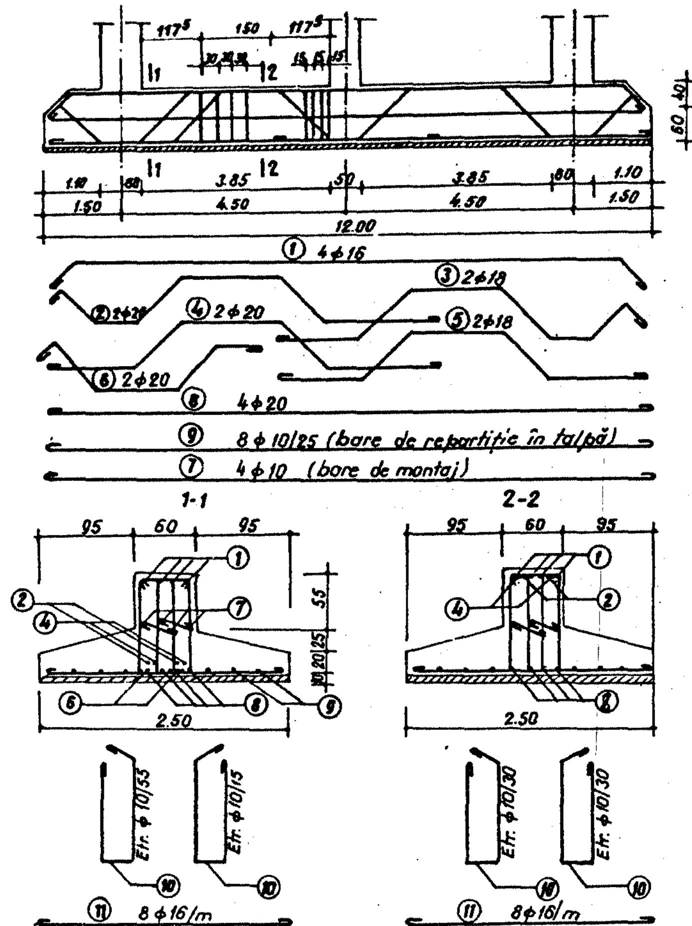


Fig. 3.28.

- porţiunea din dreapta (între secţiunea 8 şi b) pentru care se va lua drept încărcare media presiunilor din secţiunea "15" şi "b" adică:

$$p_{med_2} = \frac{180,39 + 196,7}{2} = 188,5 \text{ kPa}$$

$$M_{1-1} = p_{med_2} \cdot \frac{L_1 \cdot l_1^2}{2} = 188,5 . \frac{1,00 \times 0,85^2}{2} = 85,1 \text{ kN.m}$$

$$A_a = \frac{M_{2-2}}{0,875 h_o . R_a} = \frac{851000}{0,875 . 41 . 2100} = 11,64 \text{ cm}^2$$

Verificarea procentului de armare:

$$p\,\% = \frac{A_a}{b.h_o} .100 = \frac{11,64}{100 \times 41} \times 100 = 0,284\,\% > p\,\%_{min} = 0,05\,\%$$

Se aleg bare ϕ 16 care se dispun la 16,5 cm cu aria efectivă de 12,06 cm²/m.

Verificarea presiunii efective maxime pe teren

Adâncimea de fundare faţă de nivelul pardoselii fiind la 1,40 m şi considerând pentru greutatea volumică a umpluturii de pământ şi a betonului o valoare medie γ_{med}=20 kN/m³, presiunea pe teren dată de greutatea proprie a grinzii de fundaţie şi a umpluturii va fi :

$$p_g = \gamma_{med} . D_f = 20 \times 1,4 = 28,0 \times 1,2 = 33,6 \text{ kPa}$$

Presiunea maximă efectivă pe teren este:

$$p_{max} = 268,9 + 33,6 = 302,5 \text{ kN/m}^2 \cong p_{conv} = 300 \text{ kPa}$$

3.2.3. Metoda de calcul Ohde-Jemocikin

În calculul tălpilor continue pe mediu deformabil, după această metodă, se foloseşte teoria spaţiului sau planului semiinfinit elastic [5] evitându-se unele deficienţe de natură fizică ale metodei Winkler.

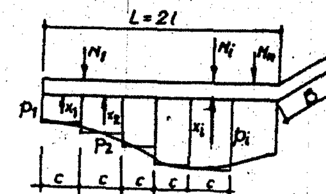


Fig. 3.29.

Grinda de lungime $L=2\ell$ (fig.3.29) se împarte într-un număr n de câmpuri egale cu lungimea $c = \frac{2\ell}{n}$ şi lăţimea B.

Curba de repartizare a presiunii sub grindă p_x, se înlocuieşte cu o diagramă în trepte, considerând că pe intervalele de lungime c, presiunea este uniform repartizată. Înlocuind presiunile uniform

repartizate pe aceste intervale, cu rezultantele lor de mărime $X_i = p_i Bc$, grinda de fundaţie se poate considera ca o grindă continuă pe un număr n de reazeme deformabile: X_1, $X_2 \ldots X_n$ (fig. 3.30).

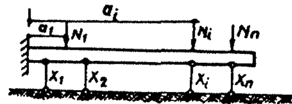


Fig. 3.30.

Pentru a putea aplica metoda forţ... la calcul static, grinda se conside... încastrată la unul din capete (fi... ..1). Încastrarea grinzii se poate ... printr-o rotire φ_o şi o deplasare verticală z_o.

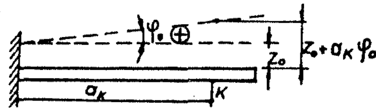


Fig. 3.31.

Sistemul de ecuaţii canon... ..., care exprimă condiţiile de anul... a deplasărilor totale în punctel... ..e aplicaţie a forţelor $X_1 \ldots X_n$, se poate scrie astfel:

$$\begin{aligned}
X_1\delta_{11} + X_2\delta_{12} + X_3\delta_{13} + \ldots + X_n\delta_{1n} + \Delta_{1p} + z_o + a_1\varphi_o &= 0 \\
X_1\delta_{21} + X_2\delta_{22} + X_3\delta_{23} + \ldots + X_n\delta_{2n} + \Delta_{2p} + z_o + a_2\varphi_o &= 0 \\
X_1\delta_{n1} + X_2\delta_{n2} + X_3\delta_{n3} + \ldots + X_n\delta_{nn} + \Delta_{np} + z_o + a_n\varphi_o &= 0
\end{aligned} \tag{3.31}$$

La acest sistem de ecuaţii cu n necunoscute se mai adaugă ecuaţiile de echilibru static:

$$\begin{aligned}
X_1 + X_2 + X_3 + \ldots + X_n &= \sum N_i \\
X_1 a_1 + X_2 a_2 + X_3 a_3 + \ldots + X_n a_n &= \sum M_i
\end{aligned} \tag{3.32}$$

Din sistemul de n+2 ecuaţii se determină valoarea celor n+2 necunoscute (forţele $X_1 \ldots X_n$, deplasarea z_o şi rotirea φ_o).

Coeficienţii δ_{ki}, reprezintă deplasarea reazemului din punctul k în urma acţiunii reacţiunii unitare X_i din punctul i. Aceşti coeficienţi se compun din deplasarea datorită încovoierii grinzii (v_{ki}) şi deplasarea datorită tasării mediului elastic (z_{ki}), adică:

$$\delta_{ki} = v_{ki} + z_{ki} \tag{3.33}$$

Deplasarea v_{ki}, datorită încovoierii grinzii este dată de relaţia:

$$v_{ki} = \frac{c^3}{6 . E_b . I} \cdot w_{ki} \tag{3.34}$$

unde: c - lungimea porţiunilor în care se divizează grinda pentru calcul;
E_b - modulul de elasticitate a betonului;
I - momentul de inerţie al secţiunii grinzii.

Pentru cazul deformaţiei plane sau pentru calculul plăcilor, relaţia 3.34 se scrie sub forma:

$$v_{ki} = \frac{c^3}{6 . D} \cdot w_{ki} \tag{3.34'}$$

unde:

$$D = \frac{h^3}{12(1-\nu_b^2)} \cdot E_b \text{ - rigiditatea cilindrică}$$

în care: h - înălţimea grinzii sau a plăcii;
ν_b - coeficientul lui Poisson pentru materialul grinzii sau a plăcii.

Deplasarea z_{ki}, datorită tasării mediului elastic, se poate calcula cu relaţiile:

- pentru problema plană de deformaţii:

$$z_{ki} = \frac{1-\nu^2}{\pi . E} . (F_{ki} + C) \tag{3.35}$$

- pentru problema spaţială:

$$z_{ki} = \frac{1-\nu^2}{\pi . E . c} . F'_{ki} \tag{3.36}$$

unde: E - modulul de deformaţie liniară a terenului;
ν - coeficientul lui Poisson pentru teren;
C - constanta arbitrară, care în calculul deformaţiilor relative nu se ia în consideraţie.

Pentru problema spaţială înlocuind expresiile deplasărilor v_{ki} şi z_{ki}, în relaţia 3.33, după unele transformări aceasta se poate scrie sub forma:

$$\delta_{ki} = \frac{c^3 . w_{ki}}{6 . E_b . I} + \frac{1-\nu^2}{\pi . E . c} . F'_{ki} = \frac{1-\nu^2}{\pi . E . c} . (\alpha \cdot w_{ki} + F'_{ki}) \tag{3.37}$$

unde:

$$\alpha = \frac{\pi . E . c^4}{6 . E_b . I (1-\nu^2)} \tag{3.38}$$

Coeficientul w_{ki} poate fi calculat cu formula:

$$w_{ki} = \left(\frac{a_k}{c}\right)^2 . \left(3 . \frac{a_i}{c} - \frac{a_k}{c}\right) \tag{3.39}$$

în care: a_k - distanţa de la încastrarea convenţională a grinzii până la secţiunea de calcul a săgeţii (k);
a_i - distanţa de la încastrarea convenţională a grinzii până în secţiunea de aplicare a reacţiunii unitare X_i (i).

Având în vedere că rapoartele a_k/c, respectiv a_i/c, sunt multipli de 0,5 sau 1, valoarea w_{ki} se calculează uşor.

În tabelul 3.9 se dau valorile tasării unitare F_{ki} şi a constantei arbitrare C pentru cazul problemei plane, iar în tabelul 3.10 valorile lui F'_{ki} pentru cazul problemei spaţiale.

Tabelul 3.9.

$\frac{x}{c}$	F_{ki}	C	$\frac{x}{c}$	F_{ki}	C
0,0	-	-	5,5	-6,79290	6,79577
0,5	-	2,00000	6,0	-6,96746	6,96980
1,0	-3,29583	3,38629	6,5	-7,12802	7,12988
1,5	-4,15658	4,19721	7,0	-7,27647	7,27812
2,0	-4,75136	4,77258	7,5	-7,41455	7,41609
2,5	-5,20536	5,21887	8,0	-7,54396	7,54517
3,0	-5,57421	5,58351	8,5	-7,66517	7,66643
3,5	-5,88499	5,89182	9,0	-7,77951	7,78033
4,0	-6,15357	6,15888	9,5	-7,88806	7,88886
4,5	-6,39032	6,39443	10,0	-7,99082	7,99146
5,0	-6,60181	6,60517	10,5	-8,08815	8,08904

Tabelul 3.10.

$\frac{x}{c}$	$\frac{c}{x}$	F'_{ki}					
		$\frac{B}{c}=\frac{2}{3}$	$\frac{B}{c}=1$	$\frac{B}{c}=2$	$\frac{B}{c}=3$	$\frac{B}{c}=4$	$\frac{B}{c}=5$
0	-	4,265	3,525	2,406	1,867	1,542	1,322
1	1,000	1,069	1,u38	0,929	0,829	0,746	0,678
2	0,500	0,508	0,505	0,490	0,469	0,446	0,424
3	0,333	0,336	0,335	0,330	0,323	0,315	0,305
4	0,250	0,251	0,251	0,249	0.246	0,242	0,237
5	0,200	0,200	0,200	0,199	0,197	0,196	0,193
6	0,167	0,167	0,167	0,166	0,165	0,164	0,163
7	0,143	0,143	0,143	0,143	0,142	0,141	0,140
8	0,125	0,125	0,125	0,124	0,124	0,124	0,123
9	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111	0,110
10	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,099
11	0,091			0,091			
12	0,083			0,083			
13	0,077			0,077			
14	0,071			0,071			
15	0,067			0,067			
16	0,063			0,063			
17	0,059			0,059			
18	0,056			0,056			
19	0,053			0,053			
20	0,050			0,050			

În rezolvare se pot face o serie de simplificări pentru uşurarea calculului numeric şi pentru evitarea erorilor de calcul. În acest sens, alegerea sistemului static determinat, de bază, trebuie adaptat la sistemul de încărcare, în vederea obţinerii unei scheme de calcul cât mai potrivite.

În cazul forţelor şi dimensiunilor simetrice rotirea φ_o este nulă, iar pentru forţele antisimetrice deplasarea z_o este de asemenea nulă. În ambele cazuri calculele se vor face numai pentru jumătate de grindă, adică secţiunea de încastrare se consideră la mijlocul grinzii.

La aplicarea acestei metode pentru calculul grinzii pe mediu elastic se mai pot menţiona următoarele:

- spre margine valorile X_i cresc foarte repede, ceea ce influenţează solicitările într-o măsură foarte mare;
- în sistemul de ecuaţii canonice toţi termenii sunt de fapt înmulţiţi cu un coeficient β, care în cazul problemei plane este $\beta = \frac{\pi E}{1-\nu^2}$, iar în cazul problemei spaţiale, $\beta = \frac{\pi . E . c}{1-\nu^2}$, ca atare, pentru determinarea valorilor reale ale lui z_o şi φ_o, mărimile acestora rezultate din rezolvarea sistemului de ecuaţii trebuie împărţite cu aceşti factori (β).

Întrucât precizia calculului în metoda Jemocikin este funcţie directă de mărimea pasului "c" de divizare a lungimii grinzii şi deci de numărul necunoscutelor din sistemul de ecuaţii de condiţii şi de echilibru static (expresiile 3.31 şi 3.32), metoda îşi găseşte astăzi interesul practic în condiţiile automatizării calculelor.

Schema bloc pentru rezolvarea pe calculator a unei grinzi de lungime dată şi încărcată cu forţe concentrate cunoscute, este redată în fig.3.32.

Exemplul 3.3.

Să se determine prin metoda Jemocikin, utilizând calculatorul, diagrama presiunilor, a momentelor încovoietoare şi a forţelor tăietoare pentru grinda de fundaţie din fig.3.33, cunoscând că terenul şi materialul din care este făcută grinda au următoarele caracteristici: $E = 230$ daN/cm^2, $\nu = 0,3$, $E_b = 160000$ daN/cm^2, $I = 0,09$ m^4.

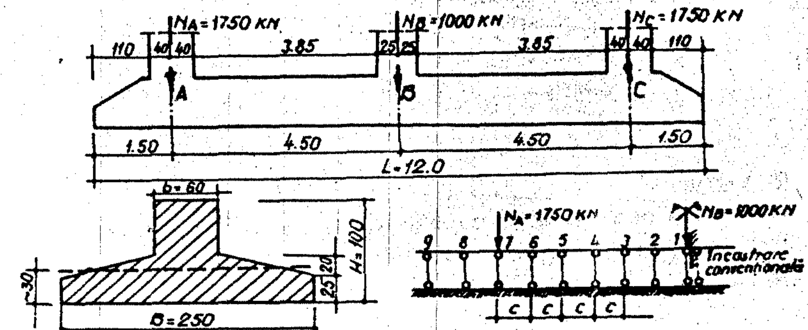


Fig. 3.33.

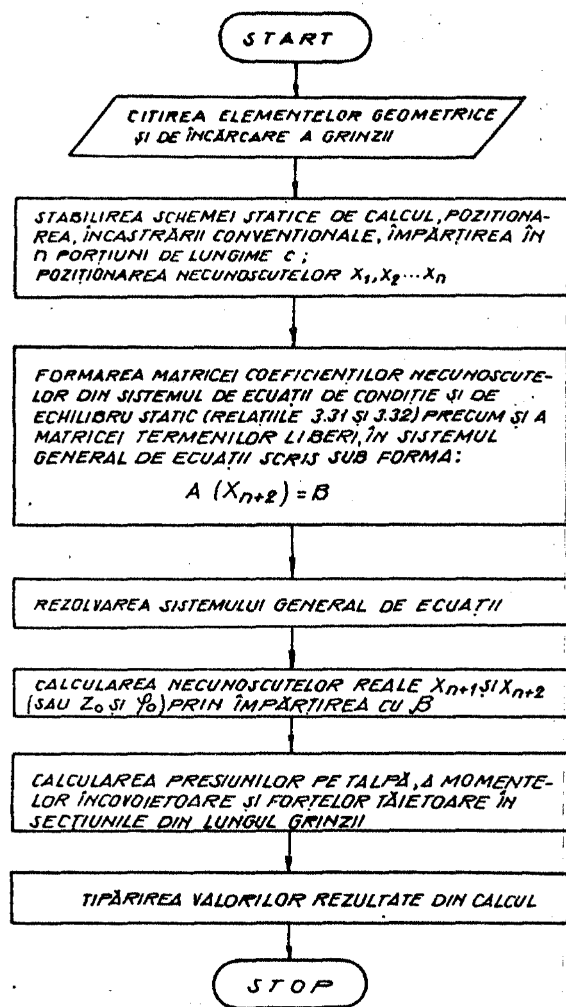


Fig. 3.32.

Observaţie

Coeficienţii necunoscutelor, din sistemul de ecuaţii, pot fi generaţi prin calcul automat, utilizând expresiile analitice ale deformaţiilor w_{ki} şi F'_{ki} prezentate în literatura de specialitate [5] , la fel şi termenii liberi.

În baza datelor rezultate din calculul automat s-au trasat diagramele de variaţie a presiunii, forţei tăietoare şi a momentului încovoietor în lungul grinzii (fig.3.34).

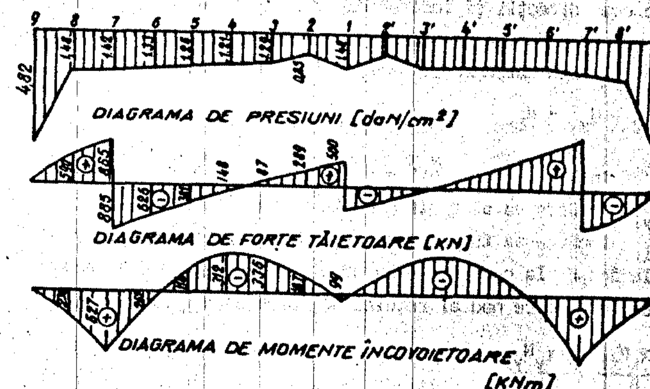


Fig. 3.34.

3.3. Fundaţii pe reţele de grinzi

La unele construcţii (în special la cele cu schelet de rezistenţă din cadre multietajate), când încărcările sunt mari, iar terenul de fundaţie este relativ slab, aplicarea soluţiei de fundare cu grinzi continue numai după o direcţie, poate conduce la lăţimi mari pentru talpa acestor grinzi. În acest caz, sistemul de fundaţii indicat îl constituie fundaţiile pe reţele de grinzi dispuse după două direcţii, de regulă ortogonal (fig.3.35).

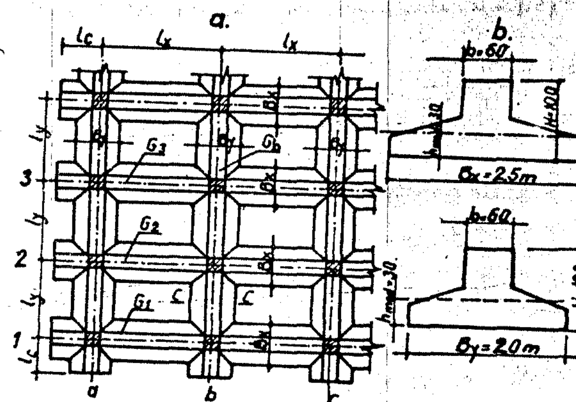


Fig. 3.35.

Acest sistem de fundații se utilizează și atunci când se cere o rigiditate a bazei construcției în ambele direcții, pentru a preveni producerea tasărilor neuniforme.

Calculul static și de dimensionare al acestor fundații se face descompunând sistemul de grinzi continue încrucișate, în grinzi continue separate după cele două direcții și încărcându-le pe fiecare cu partea aferentă din sarcina totală transmisă de stâlpi în nodurile rețelei de grinzi încrucișate.

Într-un nod oarecare i, va fi satisfăcută relația:

$$N_{xi} + N_{yi} = N_i \qquad (3.40)$$

unde:

N_{xi} - încărcarea aferentă grinzii orientată după direcția x;

N_{yi} - încărcarea aferentă grinzii orientată după direcția y;

N_i - încărcarea totală transmisă de stâlp în nodul i.

Plecând de la condițiile de continuitate, [6], care trebuie să fie îndeplinite, în fiecare nod al rețelei se poate ajunge la relația:

$$\frac{\alpha_x N_{xi}}{B_x} = \frac{\alpha_y N_{yi}}{B_y} \qquad (3.41)$$

unde:

B_x și B_y - lățimile tălpilor grinzilor orientate după direcțiile x, respectiv y;

α_x și α_y - coeficienții de amortizare a grinzilor orientate după direcțiile x, respectiv y.

Rezolvând sistemul de ecuații, alcătuit din relațiile 3.40 și 3.41, rezultă pentru nodurile centrale ale rețelei, următoarele relații de calcul a forțelor N_{xi} și N_{yi}.

$$N_{xi} = N_i \cdot \frac{\mu}{1+\mu} \qquad (3.42)$$

$$N_{yi} = N_i \cdot \frac{1}{1+\mu} \qquad (3.43)$$

unde:

$$\mu = \frac{B_x \cdot \alpha_y}{B_y \cdot \alpha_x}$$

Pentru nodurile curente ale grinzilor marginale din direcția y (axa a), relațiile de calcul sunt:

$$N_{xi} = N_i \cdot \frac{\mu}{\mu+\gamma} \qquad (3.44)$$

$$N_{yi} = N_i \cdot \frac{\gamma}{\mu+\gamma} \qquad (3.45)$$

unde: γ este un coeficient care se obține din tabelul 3.11 în funcție de $\alpha_x l_c$, l_c fiind lungimea consolei.

Pentru nodurile curente ale grinzilor marginale din direcția x (axa 1), relațiile de calcul sunt:

$$N_{xi} = N_i \cdot \frac{\mu\gamma}{\mu\gamma+1} \qquad (3.46)$$

$$N_{yi} = N_i \cdot \frac{1}{1+\mu\gamma} \qquad (3.47)$$

Valoarea coeficientului γ pentru acest caz (relațiile 3.46 și 3.47) se obțin tot din tabelul 3.11, însă de această dată funcție de $\alpha_y l_c$.

Pentru nodurile din colțurile rețelei, (din intersecția consolelor), relațiile de calcul sunt:

$$N_{xc} = N_i \cdot \frac{\gamma_1 \mu}{\gamma_2 + \gamma_1 \mu} \qquad (3.48)$$

$$N_{yc} = N_i \cdot \frac{\gamma_2}{\gamma_2 + \gamma_1 \mu} \qquad (3.49)$$

în care γ_1 și γ_2 sunt niște coeficienți dați în tabelul 3.12. în funcție de $\alpha_x l_c$ respectiv $\alpha_y l_c$.

Tabelul 3.11

$\alpha_x l_c$ sau $\alpha_y l_c$		0,10	0,20	0,25	0,30	0,40
γ		3,28	2,68	2,45	2,24	1,89
$\alpha_x l_c$ sau $\alpha_y l_c$	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
γ	1,62	1,42	1,29	1,19	1,13	1,09

Tabelul 3.12.

$\alpha_x l_c$ sau $\alpha_y l_c$	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
γ_1 sau γ_2	3,36	2,24	2,04	1,72	1,52	1,37	1,28	1,22

Toate relațiile de calcul prezentate mai sus corespund cazului când distanțele dintre axele stâlpilor după cele două direcții diferă ca valoare, adică: $\frac{l_x}{l_y} \neq 1$.

În cazul când $l_x = l_y$, iar secțiunile transversale ale grinzilor dispuse după cele două direcții sunt identice, se observă că $\alpha_x = \alpha_y$, de unde rezultă că: $\mu = 1$ și $\gamma_1 = \gamma_2$.

Având în vedere acest lucru relaţiile de calcul a forţelor N_{xi} şi N_{yi}, pentru cazul când $l_x=l_y$, se prezintă sub formă simplificată astfel:

- pentru nodurile centrale şi din colţurile reţelei:

$$N_{xi} = \frac{N_i}{2} \qquad (3.42') \qquad\qquad N_{yi} = \frac{N_i}{2} \qquad (3.43')$$

- pentru nodurile curente ale grinzii marginale din direcţia y:

$$N_{xi} = N_i \cdot \frac{1}{1+\nu} \qquad (3.44') \qquad\qquad N_{yi} = N_i \cdot \frac{\nu}{1+\nu} \qquad (3.45')$$

- pentru nodurile curente ale grinzii marginale din direcţia x:

$$N_{xi}=N_i \cdot \frac{\nu}{1+\nu} \qquad (3.46') \qquad\qquad N_{yi}=N_i \cdot \frac{1}{1+\nu} \qquad (3.47')$$

Dacă raportul $\frac{l_x}{l_y}$ este mult mai mare decât 1, atunci toate încărcările aduse de stâlpi se consideră că sunt preluate şi predate terenului de către grinzile din direcţia y. Grinzile din direcţia x se proiectează în mod constructiv cu secţiuni transversale mai mici, rolul lor fiind numai de rigidizare a sistemului de fundaţii.

Exemplul 3.4.

O construcţie cu schelet de rezistenţă în cadre, transmite încărcările prin intermediul a patru şiruri de stâlpi. Distanţa dintre axele stâlpilor în sens longitudinal (în direcţia axei x) este l_x=4,5 m, iar în sens transversal (în direcţia axei y) este l_y=6,00 m (fig.3.35.a). Lungimea consolelor în ambele direcţii este l_c=2,0 m.

Încărcarea transmisă de stâlpii centrali este de 3000 kN, iar de cei marginali de 2500 kN. Având în vedere că terenul de fundare este alcătuit dintr-un strat gros de argilă plastic-vârtoasă, deci cu posibilităţi de tasare, se prevede ca sistem de fundare, fundaţii grătar alcătuite din grinzi de beton armat încrucişate. Pentru coeficientul de tasare se adoptă valoarea K_s= 3 daN/cm^3.

Rezolvare: Din predimensionare rezultă următoarele dimensiuni pentru secţiunile grinzilor (fig.3.35.b):

- pentru grinzile din direcţia x:

B_x= 2,50 m; b= 0,60 m; H= 1,0 m; h_{med}= 0,30 m.

- pentru grinzile din direcţia y:

B_y= 2,00 m; b= 0,60 m; H= 1,0 m; h_{med}= 0,30 m.

Momentele de inerţie ale secţiunilor grinzilor sunt:

$$I_x= \gamma_x \cdot \frac{b.H^3}{12} \qquad\qquad I_y= \gamma_y \cdot \frac{b.h^3}{12}$$

Coeficienţii γ_x şi γ_y sunt:

- pentru $\frac{B_x}{b} = \frac{250}{60} = 4,17$ şi $\frac{h_{med}}{H} = 0,30$, rezultă: γ_x=1,80;
- pentru $\frac{B_y}{b} = \frac{200}{60} = 3,3$ şi $\frac{h_{med}}{H} = 0,30$, rezultă: γ_y=2,0.

$$I_x= 1,80 \times \frac{0,60 \times 1^3}{12} = 9 \times 10^6 \ cm^4$$

$$I_y= 2,00 \times \frac{0,60 \times 1^3}{12} = 10 \times 10^6 \ cm^4$$

Lungimile elastice ale grinzilor:

$$L_{ex}=\sqrt[4]{\frac{4.E.I_x}{K_s.B_x}} = \sqrt[4]{\frac{4 \times 1,9 \times 10^5 \times 9 \times 10^6}{3 \times 2,50 \times 10^2}} = 3,09 \ m$$

$$L_{ey}=\sqrt[4]{\frac{4.E.I_y}{K_s.B_y}} = \sqrt[4]{\frac{4 \times 1,9 \times 10^5 \times 10^7}{3 \times 2,00 \times 10^2}} = 3,36 \ m$$

E = 190000 daN/cm^2 - modulul de elasticitate al betonului

Coeficienţii de amortizare α_x şi α_y sunt:

$$\alpha_x = \frac{1}{L_{ex}} = 0,323 \ ; \qquad \alpha_y = \frac{1}{L_{ey}} = 0,297$$

Cu ajutorul acestor valori calculate se efectuează calculul de repartizare a sarcinii stâlpilor din fiecare nod al reţelei.

Nodurile centrale (b_2, b_3, c_2, c_3):

$$\mu = \frac{2,50 \times 0,297}{2,00 \times 0,323} = 1,15$$

Conform relaţiilor 3.42 şi 3.43 rezultă:

$$N_{xi}= 3000 \times \frac{1,15}{1 + 1,15} = 1600 \ kN$$

$$N_{yi}= 3000 \times \frac{1}{1 + 1,15} = 1400 \ kN$$

Nodurile curente ale grinzilor marginale transversale (a_2, a_3):

Pentru $\alpha_x l_c$ = 0,323 x 2,0 = 0,65 din tabelul 3.11 se obţine: ν=1,35.

Conform relaţiilor 3.44 şi 3.45 rezultă:

$$N_{xi} = 2500 \times \frac{1,15}{1,15 + 1,35} = 1150 \text{ kN}$$

$$N_{yi} = 2500 \times \frac{1,35}{1,15 + 1,35} = 1350 \text{ kN}$$

Nodurile curente ale grinzilor marginale longitudinale (b_1, c_1):

Pentru $\alpha_y l_c$ = 0,297 x 2,0 = 0,60 , se obţine: γ=1,42.

Conform relaţiilor 3.46 şi 3.47 rezultă:

$$N_{xi} = 2500 \times \frac{1,15 \times 1,42}{1 + 1,15 \times 1,42} = 1550 \text{ kN}$$

$$N_{yi} = 2500 \times \frac{1}{1 + 1,15 \times 1,42} = 950 \text{ kN}$$

Nodurile din colţurile reţelei i (a_1):

Pentru $\alpha_x l_c$ = 0,323 x 2,00 = 0,65 se obţine: γ_1=1,62 , iar pentru $\alpha_y l_c$ = 0,293 x 2,0 = 0,60, γ_2=1,72.

Conform relaţiilor 3.48 şi 3.49 rezultă:

$$N_{xi} = 2500 \times \frac{1,62 \times 1,15}{1,72 + 1,62 \times 1,15} = 1300 \text{ kN}$$

$$N_{yi} = 2500 \times \frac{1,72}{1,72 + 1,62 \times 1,15} = 1200 \text{ kN}$$

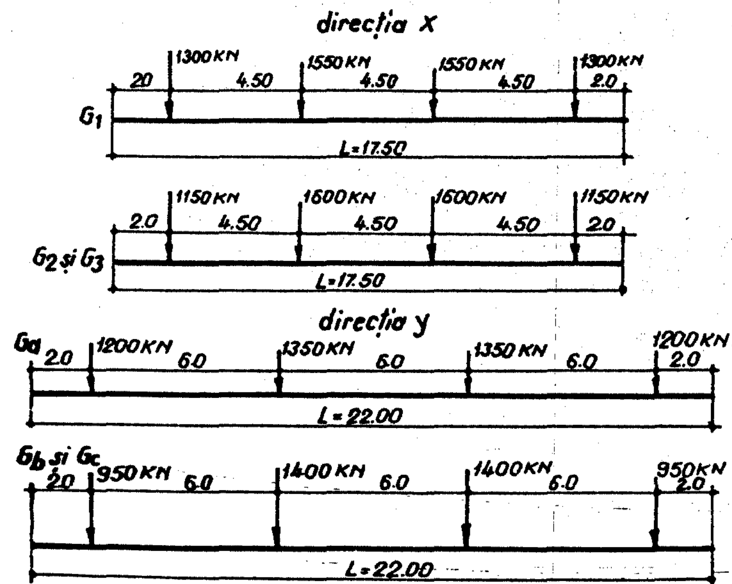


Fig. 3.36.

Având calculate pentru toate nodurile reţelei, valorile forţelor care revin grinzilor din direcţia x(N_{xi}), respectiv a celor care revin grinzilor

din direcţia y(N_{yi}), prin separarea grinzilor şi încărcarea lor cu forţele aferente se obţin schemele statice de încărcare prezentate în fig.3.36.

În continuare calculul static (determinarea diagramelor de momente încovoietoare, forţele tăietoare şi presiuni efective) şi de dimensionare, (determinarea cantităţii de armătură) se face aplicând una din metodele de calcul a fundaţiilor continue sub stâlpi (grinzi elastice pe mediu elastic).

CAPITOLUL 4

4. FUNDAȚII CONTINUE SUB PEREȚI

Fundațiile continue sub pereți se pot executa sub formă de:
- fundații continue din beton simplu;
- fundații continue din beton armat;
- fundații continue cu descărcări pe reazeme izolate.

4.1. Fundații continue din beton simplu

Fundațiile continue din beton simplu sunt cel mai frecvent folosite pentru pereți din zidărie de cărămidă, b.c.a. etc. Secțiunea transversală a acestor fundații poate fi dreptunghiulară (fig.4.1.a) sau în trepte (fig. 4.1. b și c).

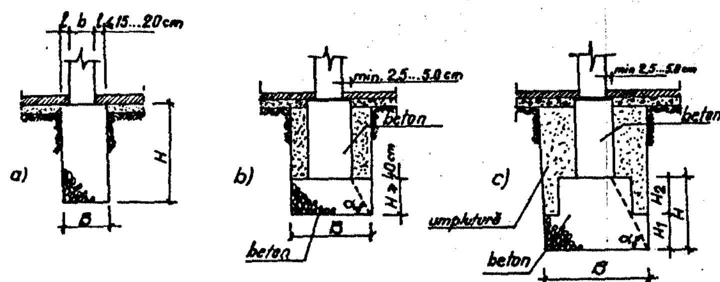


Fig. 4.1.

Fundațiile cu secțiunea dreptunghiulară se recoamndă a se utiliza când talpa fundației rezultă mai lată decât peretele sau soclul de deasupra cu cel mult 15...20 cm de fiecare parte. La lățimi ce depășesc valorile menționate anterior se recomandă fundații în trepte.

Lățimea minimă a tălpii fundației, notată cu B, este dependentă de lățimea zidăriei, fiind mai mare cu minim 2,5 cm de fiecare parte a zidului,și de lățimea minimă necesară pentru executarea săpăturilor în șanț continuu, conform tabelului 4.1.

Înălțimea tălpii fundației din beton simplu va fi de minimum 40 cm.

La fundațiile în trepte, înălțimea primei trepte va fi cel puțin 40 cm și cel puțin 35 cm la următoarele trepte.

Raportul dintre înălțimea și lățimea treptelor (tg α) trebuie să fie egal sau să depășească valorile din tabelul 2.2.

Tabelul 4.1.

Adâncimea săpăturii h [m]	Lățimea minimă [m]
h ≤ 0,40	0,30
0,40 < h ≤ 0,70	0,40
0,70 < h ≤ 1,70	0,45
h > 1,10	0,50

La clădiri cu subsol, fundațiile continue sub pereții exteriori și interiori se execută de regulă cu secțiune dreptunghiulară, având înălțimea minimă de 40 cm.

La pereții exteriori ai subsolului, pentru susținerea protecției izolației hidrofuge verticale, talpa fundației se execută mai lată spre exterior cu 10...15 cm.

Betonul utilizat la executarea fundațiilor se alege conform tabelului 1.1.

4.1.1. Stabilirea dimensiunilor fundației

Dimensionarea fundațiilor continue din beton simplu sub pereții portanți de zidărie se reduce la determinarea lățimii tălpii fundației considerând în calcul un tronson de lungime unitară și la determinarea înălțimii acesteia.

Lățimea tălpii fundației B, se determină punând condiția (1.2) ca presiunea de sub talpa fundației să nu depășească valoarea maximă a presiunii acceptată în calculul pentru terenul de fundare, precum și a condiției (1.3) de limitare a tasării, dacă este cazul.

Frecvent, fundațiile continue sub pereți (fig.4.2) sunt solicitate la compresiune centrică, ele fiind dezvoltate simetric față de peretele din zidărie, care transmite, de regulă, forță axială liniar distribuită Q.

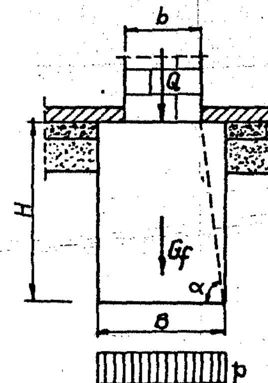


Fig. 4.2.

Presiunea de sub talpa fundației, corespunzătoare încărcărilor de calcul, conform relației generale (1.2) trebuie să îndeplinească condiția:

$$p = \frac{Q + G_f}{B \times 1,0} \leq p_{tr} \qquad (4.1)$$

în care:

Q - încărcarea de calcul dată de 1 m liniar de perete asupra fundației, în kN/m ;

G_f- greutatea proprie de calcul a unui metru liniar din fundației (inclusiv a umpluturii de pământ la fundațiile în trepte), în kN/m ;

p_{tr} - presiunea maximă acceptată în calcul pe terenul de fundare, în kPa.

În cazul în care calculul terenului de fundare se face pe baza presiunilor convenţionale, relaţia 4.1 devine:

$$p = \frac{Q + G_f}{B \times 1{,}0} \leq p_{conv} \qquad (4.1.a)$$

Greutatea proprie a fundaţiei fiind dependentă de dimensiunile acesteia, deci necunoscută ca şi lăţimea B, se procedează pentru început la aproximarea ei: $G_f \simeq 0{,}1.Q$.

Înlocuind valoarea aproximativă a lui G_f în relaţia (4.1.a) şi explicitând lăţimea B, rezultă:

$$B_{nec} = \frac{1{,}1\,Q}{p_{conv}} \qquad (4.2)$$

Lăţimea rezultată se rotunjeşte la multiplu de 5 cm.

Înălţimea fundaţiei H se determină din condiţia:

$$tg\alpha = \frac{H}{\ell} \geq \min\,(tg\,\alpha)\,, \qquad (4.3)$$

în care: $\ell = \frac{B-b}{2}$ (b fiind lăţimea peretelui), iar valorile minime ale $tg\alpha$ sunt date în tabelul 2.2. în funcţie de clasa betonului din fundaţie şi presiunea maximă pe teren.

Fiind determinate dimensiunile geometrice ale secţiunii transversale a fundaţiei, B şi H se calculează greutatea G_f (inclusiv umplutura de pământ la fundaţiile în trepte) şi se verifică presiunea de sub talpa fundaţiei cu relaţia 4.1 sau 4.1.a.

Sunt situaţii în care fundaţiile continue sub pereţi sunt solicitate la compresiune excentrică. Este cazul fundaţiilor dezvoltate nesimetric faţă de perete şi a fundaţiilor pentru pereţii de subsoluri asupra cărora acţionează şi împingerea pământului. Presiunea pe teren se calculează cu relaţia:

$$p_{1,2} = \frac{N}{B \times 1{,}0}\cdot\left(1 \pm \frac{6.e}{B}\right) \qquad (4.4)$$

unde:

N - rezultanta tuturor încărcărilor verticale de calcul care acţionează asupra fundaţiei;

B - lăţimea tălpii fundaţiei;

$e = \frac{M}{N}$ - excentricitatea;

M - momentul tuturor forţelor faţă de mijlocul tălpii fundaţiei.

Condiţiile de verificare ale presiunii pe teren sunt:

$p_1 = p_{max} \leq p_{tr}$

$p_2 = p_{min} \geq 0$

La calculul terenului de fundare pe baza presiunilor convenţionale, verificarea presiunii maxime se face în conformitate cu condiţia (1.5):

$p_{max} \leq 1{,}2.p_{conv}$

Fundaţii dezvoltate nesimetric faţă de axa pereţilor sunt cele din dreptul rosturilor de tasare şi cele de lângă zidurile calcan ale altor construcţii (fig.4.3).

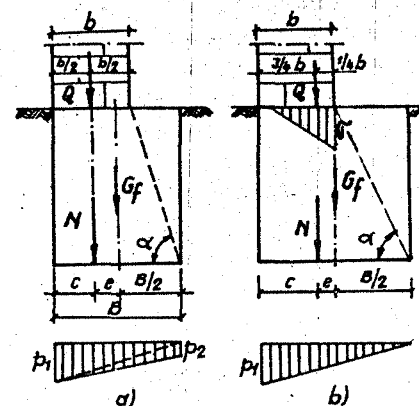


Fig. 4.3.

Greutatea proprie a fundaţiei fiind mult mai mică decât încărcarea Q, se poate admite că rezultanta N acţionează în dreptul axului peretelui (fig.4.3.a), adică:

$$c \simeq \frac{b}{2}\,,$$

respectiv:

$$e = \frac{B}{2} - c$$

Punând condiţia ca sub talpa fundaţiei să apară numai eforturi de compresiune ($e < \frac{B}{6}$) rezultă:

$$B_{max} = 3c = 3.\frac{b}{2} = 1{,}5.b \qquad (4.5)$$

Când lăţimea maximă din relaţia (4.5) nu este suficientă, rezultând $p_1 > p_{tr}$, prescripţiile de proiectare recomandă să se ţină seama de efectul favorabil al deformării terenului şi a tălpii fundaţiei, admiţând că sub efectul acestor deformări forţa Q (respectiv N) se deplasează spre axul fundaţiei, acţionând la $\frac{b}{4}$ faţă de marginea interioară a peretelui (fig.4.3.b).

În acest caz rezultă:

$$B_{max} = 3.c = 3.\,\frac{3}{4}.b = 2{,}25.b \qquad (4.6)$$

Ipoteza de deplasare a rezultantei încărcărilor spre axul fundaţiei este admisă numai în următoarele condiţii:

- peretele să fie legat de construcţie la partea superioară prin placa sau centura planşeului, precum şi prin pereţii transversali cu distanţa dintre ei de maxim 6 m;

- presiunea σ care se dezvoltă între perete şi fundaţie (fig.4.3.b) să nu depăşească rezistenţa la compresiune, admis în calcul pentru materialul

din care se execută fundaţia.

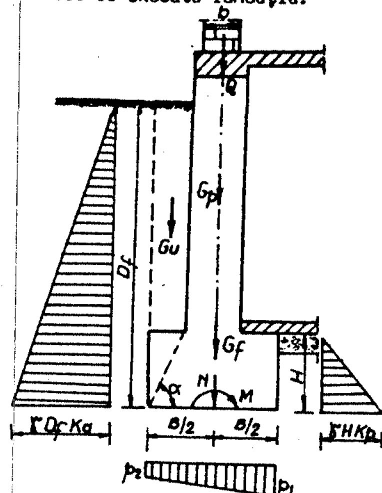


Fig. 4.4.

La fundaţiile pereţilor de subsol (fig.4.4) pe lângă încărcările verticale acţionează şi împingerea pământului, respectiv împingerea activă pe faţa exterioară a peretelui şi a fundaţiei şi rezistenţa pasivă pe partea interioară a acesteia.

Exemplul 4.1.

Să se dimensioneze fundaţia continuă sub un zid cu grosimea de 25 cm (o cărămidă), care transmite o încărcare Q=185,0 kN/m. Adâncimea de fundare este la -1,20 m (fig.4.5). Presiunea convenţională la nivelul tălpii fundaţiei este de 220 kPa.

Rezolvare:

Lăţimea tălpii fundaţiei se calculează cu relaţia 4.2, în care se consideră $G_f=0,1.Q$,

$$B_{nec} = \frac{1,1.Q}{p_{conv}} = \frac{1,1 \times 185}{220} = 0,925 \text{ cm}$$

Se admite: B=95 cm.

Distanţa de la perete până la marginea fundaţiei este:

$$\frac{B-b}{2} = \frac{95-25}{2} = 35 \text{ cm},$$

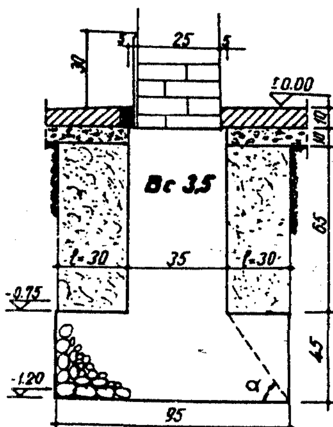


Fig. 4.5.

Distanţa fiind mai mare de 20 cm se recomandă fundaţie continuă cu o treaptă (fig.4.5).

Înălţimea treptei se determină din condiţia 4.3, valoarea minimă a tg α din tabelul 2.2, corespunzătoare betonului Bc 3,5 şi presiunii maxime de 250 kPa (valoarea imediat superioară celei reale), fiind 1,5.

$$\text{tg}\,\alpha = \frac{H}{\ell} = 1,5 \text{, adică}$$

$$H = 1,5 \times 30 = 45 \text{ cm}$$

Cunoscând elementele geometrice ale secţiunii transversale a fundaţiei se

calculează greutatea G_f, considerând:

- coeficientul de supraîncărcare, n=1,2;
- greutatea volumică a betonului, $\gamma_b=24$ kN/m³;
- greutatea volumică a umpluturii, $\gamma_u= 18$ kN/m³.

$$G_f = 1,2.(0,95 \times 0,45 \times 24 + 0,35 \times 0,65 \times 24 + 2 \times 0,65 \times 0,30 \times 18)=27,27 \text{ kN/m}$$

Presiunea pe teren la nivelul tălpii fundaţiei conform relaţiei 4.1, este:

$$p = \frac{Q + G_f}{B \times 1,0} = \frac{185 + 27,29}{0,95 \times 1,0} = 223,46 \text{ kPa} \simeq p_{conv} = 220 \text{ kPa}$$

Exemplul 4.2.

Să se dimensioneze fundaţia unui zid de calcan (fig.4.6) cu lăţimea 37,5 cm, care transmite încărcarea Q=130 kN/m.

Adâncimea de fundare este la -1,40 m faţă de cota ± 0,00 (suprafaţa finită a pardoselii), iar presiunea convenţională la nivelul tălpii fundaţiei, p_{conv}=300 kPa.

Rezolvare

Se calculează lăţimea maximă a tălpii fundaţiei cu relaţia 4.5.

$$B_{max} = 1,5 \times 37,5 \text{ cm} = 56,25 \text{ cm}$$

Se admite: B=60 cm.

Greutatea proprie a fundaţiei este:

$$G_f = 1,2 \times 0,6 \times 1,30 \times 24 = 22,46 \text{ kN/m}$$

Se calculează excentricitatea:

$$e = \frac{B}{2} - \left(\frac{b}{2} + 2,5\right) = 30-(18,75 + 2,5) = 8,75 \text{ cm} = 0,0875 \text{ m}$$

Fig. 4.6.

Presiunea sub talpa fundaţiei se calculează cu relaţia 4.4.:

$$p_{1,2} = \frac{130 + 22,46}{0,6 \times 1,0} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \times 0,0875}{0,60}\right),$$

$$p_1 = 476,44 \text{ kPa} > 1,2.p_{conv} = 360 \text{ kPa}$$

$$p_2 = 31,76 \text{ kPa} > 0$$

Fiind depăşită presiunea maximă pe teren şi considerând îndeplinite condiţiile constructive referitoare la structura de rezistenţă, menţionate la punctul 4.1.1, se acceptă lăţimea maximă a fundaţiei, rezultată din relaţia 4.6:

$B_{max} = 2,25 \times 37,5 = 84,375$ cm $\simeq$ 85 cm

Greutatea proprie a fundației este:

$G_f = 1,2 \times 0,85 \times 1,30 \times 24 = 31,82$ kN/m

Excentricitatea e se calculează cu relația:

$e = \frac{B}{2} - (\frac{3}{4}.b + 2,5) = 42,5 - (28,125 + 2,5) = 11,875$ cm

Presiunea sub talpa fundației, în baza relației 4.4. este:

$$p_{1,2} = \frac{130 + 31,82}{0,85 \times 1,0}.(1 \pm \frac{6 \times 0,11985}{0,85}) ,$$

$p_1 = 349,95$ kPa $< 1,2.p_{conv} = 360$ kPa

$p_2 = 30,80$ kPa > 0.

Exemplul 4.3.

Să se dimensioneze fundația unui zid de subsol din beton la care adâncimea de fundare este la -3,00 m față de nivelul terenului (fig.4.7) și încărcarea transmisă prin perete este Q=250 kN/m. Până la adâncimea de -4,00 m terenul este format dintr-un strat omogen de nisip argilos având caracteristicile geotehnice de calcul: γ=18 kN/m^3 și ϕ = 25^o.

Presiunea convențională la nivelul tălpii fundației este de 320 kPa.

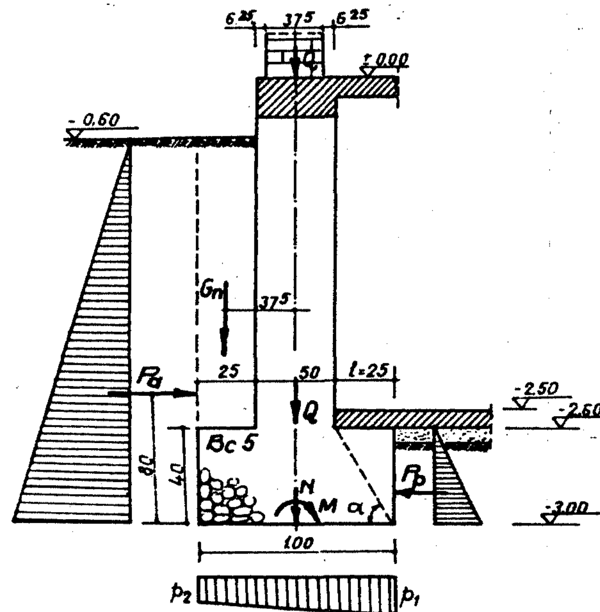


Fig. 4.7.

Rezolvare

Asupra fundației acționează următoarele forțe:
- forța axială Q=250 kN/m;
- greutatea proprie a fundației, G_f;
- greutatea umpluturii, G_u;
- forța de împingere activă a pământului, P_a;
- forța de rezistență pasivă a pământului P_p.

Pentru calculul încărcărilor trebuie să se impună lățimea tălpii fundației; se consideră B=1,0.

Înălțimea H se determină din condiția 4.3, valoarea minimă a tg α, fiind 1,5 conform tabelului 2.2.

$tg\,\alpha = \frac{H}{l} = 1,5$, rezultă

$H = 1,5.l = 1,5 \times 0,25 = 0,375$ m

Se ia H = 40 cm.

Greutatea proprie a fundației este:

$G_f = 1,2 \times 1,0 \times 0,4 \times 24 = 11,52$ kN/m

Greutatea umpluturii:

$G_u = 0,25 \times 1,0 \times 2,0 \times 18 = 9,0$ kN/m

Forța de împingere activă se determină în ipoteza neglijării frecării dintre peretele subsolului și pământ, respectiv δ=0.

În acest caz:

$$P_a = \frac{\gamma.h^2}{2}.tg^2(45^o - \frac{\phi}{2}) = \frac{18 \times 2,40^2}{2}.tg^2(45^o - \frac{25^o}{2}) = 21,04 \text{ kN/m}$$

$$P_p = \frac{\gamma.h^2}{2}.tg^2(45^o + \frac{\phi}{2}) = \frac{18 \times 0,4^2}{2}.tg^2(45^o + \frac{25^o}{2}) = 3,55 \text{ kN/m}$$

Încărcările care acționează asupra fundației se reduc în raport cu centrul de greutate a tălpii fundației, rezultând:

$N = Q + G_f + G_u = 250 + 11,52 + 9,0 = 270,52$ kN/m

$$M = - G_u \times 0,375 + P_a \times \frac{2,40}{3} - P_p \times \frac{0,40}{3} = -11,52 \times 0,375 + 21,04 \times 0,80 - 3,55 \times 0,13 = 12,05 \text{ kNm}$$

Excentricitatea "e" se calculează cu relația:

$e = \frac{M}{N} = \frac{12,05}{270,52} = 0,044$ m

Cu relația 4.4. se verifică presiunea pe teren sub talpa fundației:

$$p_1 = \frac{270,52}{1,0 \times 1,0}\cdot(1 + \frac{6 \times 0,044}{1,0}) = 341,94 \text{ kPa} < 1,2 \times 3,20 = 360 \text{ kPa}$$

$$p_2 = \frac{270,52}{1,0 \times 1,0}\cdot(1 - \frac{6 \times 0,044}{1,0}) = 199,10 \text{ kPa} > 0$$

În concluzie, lăţimea de 1,0 m impusă tălpii fundaţiei este satisfăcătoare, presiunea maximă nedepăşind valoarea maximă acceptată ($1,2.p_{conv}$), iar diferenţa faţă de această valoare fiind redusă (cca 5 %) confirmă o dimensionare economică.

4.2. Fundaţii continue din beton armat

Acest tip de fundaţie se recomandă în cazul unor terenuri de fundare slabe şi susceptibile la producerea unor tasări mari şi neuniforme în lungul fundaţiei. De asemenea, folosirea lor poate fi impusă de cerinţe limitării înălţimii fundaţiei şi prin aceasta reducerea adâncimii de fundare.

Fundaţiile continue din beton armat se pot realiza în mai multe variante constructive (fig.4.8).

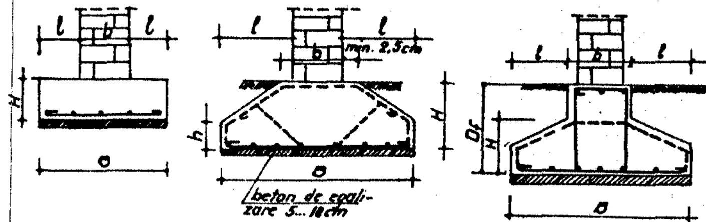


Fig. 4.8.

Varianta din figura 4.8.a poate fi utilizată la lăţimi mici ale tălpii fundaţiei, iar varianta cu grindă (fig.4.8.c) în cazul unor pământuri neuniforme în lungul fundaţiei şi puternic compresibile. Varianta constructivă utilizată frecvent este cea cu faţa superioară în pante (fig.4.8.b).

Înălţimea H a fundaţiei se ia de minimum 30 cm, iar înălţimea de la margine este: $h = (\frac{1}{3}...\frac{1}{2}).H$, dar nu mai mică de 15 cm. Se recomandă ca raportul H/B să aibă valori mai mari decât cele date în tabelul 2.1.

Talpa fundaţiei se armează la partea inferioară în sens transversal cu armătură de rezistenţă alcătuită din bare drepte dispuse la distanţa maximă de 25 cm. Procentul minim de armare este 0,05 %. În sens longitudinal se prevede armătură de repartiţie care trebuie să reprezinte minim 10 % din armătura de rezistenţă transversală. Armătura înclinată se prevede numai dacă rezultă din calculul de dimensionare a fundaţiei. La fundaţiile cu faţa superioară în pante, în cazul în care nu rezultă din calcul armătură dispusă transversal la partea superioară a fundaţiei, se prevede constructiv armătură din bare ∅ 8...

10 mm dispuse la 40 cm distanţă.

4.2.1. Stabilirea dimensiunilor fundaţiei

Dimensionarea fundaţiilor continue din beton armat sub pereţi constă în determinarea lăţimii tălpii şi a armăturii transversale de rezistenţă.

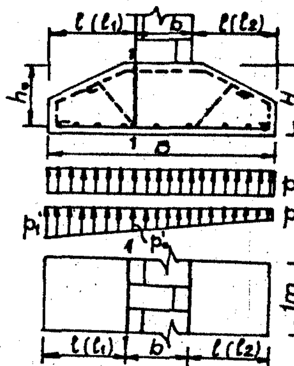


Fig. 4.9.

În funcţie de lăţimea fundaţiei, rezultată din calcul, se impune înălţimea acesteia după prescripţiile constructive menţionate anterior.

Lăţimea tălpii fundaţiei se determină din condiţia ca presiunea transmisă terenului să nu depăşească presiunea maximă acceptată, calculul fiind acelaşi ca la fundaţiile continue din beton simplu (punctul 4.1.1).

Armătura transversală de rezistenţă se determină cu ajutorul momentului încovoietor calculat în secţiunea de la marginea peretelui (1-1) considerând talpa fundaţiei ca o consolă încastrată în secţiunea respectivă. Încărcarea p' care acţionează asupra consolei este echivalentă cu presiunea pe teren din care s-a scăzut presiunea uniform distribuită dată de greutatea proprie a fundaţiei.

Momentul încovoietor în secţiunea (1-1) se calculează după cum urmează:
- pentru încărcare centrică cu relaţia:

$$M = p' \cdot \frac{(B-b)^2}{8} \qquad (4.7)$$

- pentru încărcare excentrică:

$$M = \frac{2p'_1 + p'_0}{6} \cdot \ell_1^2 \qquad (4.8)$$

Aria de armătură necesară preluării eforturilor de întindere din încovoiere, se poate calcula cu următoarea relaţie simplificată:

$$A_a = \frac{M}{0,875 \times h_o \times R_a} \qquad (4.9)$$

în care h_o are semnificaţia din figura 4.9, iar R_a reprezintă rezistenţa de calcul a armăturii.

Exemplul 4.4.

Să se dimensioneze fundaţia continuă din beton armat pentru un perete portant cu grosime de 37,5 cm (fig.4.10), care transmite fundaţiei o încărcare centrică Q=350 kN/m. Adâncimea de fundare este de 1,10 m faţă de nivelul

pardoselii, iar presiunea convențională este de 240 kPa.

Rezolvare

Determinarea lățimii tălpii fundației

Pentru determinarea lățimii tălpii fundației, în faza de presimensionare, se admite:

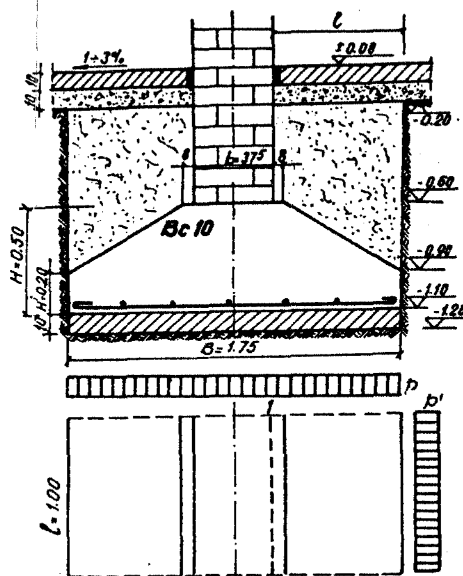


Fig. 4.10.

$G_f = 0,1 \times 350 = 35,0$ kN/m

Lățimea tălpii fundației rezultă din relația 4.1.a:

$$B = \frac{350 + 35}{240} = 1,604 \simeq 1,60 \text{ m}$$

Înălțimea H a fundației se determină din raportul $\frac{H}{B}$ pentru care nu mai este necesară verificarea la forțe tăietoare (tabelul 2.1), corespunzătoare presiunii maxime pe teren de 250 kPa:

$\frac{H}{B} = 0,30$, de unde:

$H = 0,30.B = 0,30 \times 1,60 = 0,48 \simeq 0,50$m

$H' = (\frac{1}{3}...\frac{1}{2}).H = 0,15...0,25$ m

Se impune: $H' = 0,20$ m.

Cunoscând elementele geometrice ale secțiunii transversale (v.notații fig.4.10) se determină greutatea proprie a fundației în care s-a inclus și greutatea umpluturii:

$$G_f = n \times B \times H \times \gamma_b - \ell(H-H').(n.\gamma_b - \gamma) + 2 \times \ell \times 0,60 \times \gamma =$$

$$= 1,20 \times 1,60 \times 0,50 \times 2,50 - 0,61 \times 0,30 \times 12 + 2 \times 0,61 \times 0,60 \times 18 =$$

$$= 34,98 \text{ kN/m}$$

Presiunea transmisă terenului la nivelul tălpii fundației se determină cu relația 4,1.a:

$$p = \frac{350 + 34,98}{1,60 \times 1,0} = 240,61 \text{ kPa} \simeq p_{conv} = 240 \text{ kPa}$$

Armarea fundației

Pentru determinarea armăturii transversale de rezistență se calculează presiunea p' sub talpa fundației fără greutatea proprie a acesteia (inclusiv umplutura), G_f, astfel:

$$p' = \frac{Q}{B \times 1,0} = \frac{350}{1,60 \times 1,0} = 218,75 \text{ kPa}$$

Fundația fiind încărcată centric, momentul încovoietor se calculează cu relația 4.7:

$$M = 218,75.\frac{(1,60 - 0,375)^2}{8} = 41,03 \text{ kN.m} = 41,03 \times 10^4 \text{ daN.cm}$$

Înălțimea secțiunii utile h_0 este:

$h_0 = 50 - 3,5 = 46,5$ cm

Aria armăturii transversale de rezistență se determină cu relația 4.9:

$$A_a = \frac{41,03 \times 10^4}{0,875 \times 46,5 \times 2.900} = 3,48 \text{ cm}^2$$

Se aleg 5 ϕ 10 mm având suprafața 3,92 cm^2 și distanța dintre bare 20 cm.

Se verifică procentul de armare:

$$p\ \% = \frac{3,92}{100 \times 46,5} \times 100 = 0,084\ \% > p_{min} = 0,05\ \%$$

Armătura longitudinală de repartiție se ia 6 ϕ 6 mm la 31 cm distanță, având aria 1,70 cm^2, reprezentând 43 % din aria armăturii transversale de rezistență, fiind mai mare decât procentul minim (10 %).

4.3. Fundații continue cu descărcări pe reazeme izolate

Aceste tipuri de fundații se utilizează în cazul zidurilor ce transmit încărcări mici la fundații sau atunci când terenul de fundare se găsește la o adâncime mai mare de cca 2 m, și sunt alcătuite din:

- blocuri de fundație ce constituie reazemele izolate;
- elemente de descărcare a încărcărilor transmise de pereți la aceste reazeme.

Fundațiile cu descărcări pe reazeme izolate nu sunt indicate în cazul când sunt de așteptat tasări inegale ale acestora. De asemenea, ele se vor evita în regiunile cu seismicitate mare (> 7 MSK).

Reazemele izolate se prevăd de-a lungul pereților, în punctele de întretăiere a pereților sau în acelea în care sunt încărcări importante. De regulă, aceste reazeme se dispun în conformitate cu traveile construcției și în dreptul plinurilor (spaleți de zidărie).

Distanța optimă între reazeme se stabilește pe baza unui calcul tehnico-economic.

Alegerea materialului și stabilirea adâncimii de fundare a reazemelor izolate se fac analog fundațiilor continue din beton simplu.

Elementele de descărcare sunt alcătuite din grinzi (cu sau fără vute) sau bolţi, care constituie suportul pereţilor şi care transmit încărcările la blocurile de fundaţie.

Alcătuirea constructivă a blocurilor de fundaţie şi a elementelor de descărcare se face în conformitate cu prescripţiile din normativul P 10-86[11].

În cazul obişnuit al construcţiilor fără subsol, elementele de descărcare alcătuiesc şi soclul peretelui, depăşind cu cel puţin 25 cm cota trotuarului construcţiei.

Faţa superioară a elementelor de descărcare se aşază la cel puţin 10 cm sub nivelul trotuarului.

Grinzile sau bolţile se fac de regulă mai late decât peretele de deasupra cu cca 5 cm de fiecare parte.

În mod obişnuit acest sistem de fundare este folosit în cazul construcţiilor în cadre (fig.4.11), unde zidăria de umplutură (neportantă) se descarcă prin intermediul unei grinzi de fundaţie din beton armat, la fundaţiile izolate ale stâlpilor cadrelor (care constituie reazemele izolate).

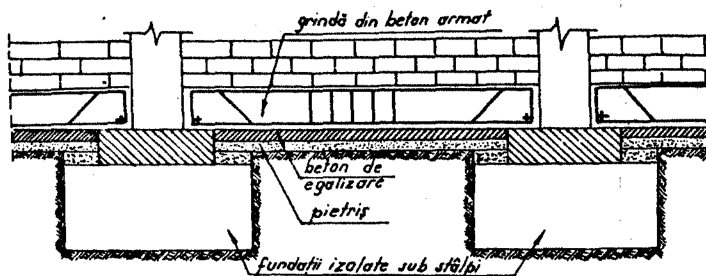


Fig. 4.11.

4.3.1. <u>Stabilirea dimensiunilor fundaţiei</u>

Dimensionarea fundaţiilor continue cu descărcări pe reazeme izolate constă în:

- stabilirea dimensiunilor blocului de fundaţie, care frecvent este fundaţia izolată a stâlpului cadrului;
- dimensionarea elementului de descărcare (grindă sau boltă).

Suprafaţa în plan a blocului de fundaţie, ce constituie reazemul izolat se determină din condiţia (1.2), de nedepăşire a presiunii maxime acceptate pe teren, aplicând relaţiile de la blocul de beton simplu a fundaţiei izolate cu cuzinet.

Se consideră fundaţia încărcată centric cu forţa N care acţionează asupra reazemului, fiind dată de greutatea zidului G_z a elemetului de descărcare G_g, aferente reazemului şi de greutatea proprie G_r:

$$N = G_z + G_g + G_r \qquad (4.10)$$

Dimensionarea elementelor de descărcare constă în calculul unei grinzi din beton armat, considerată de regulă simplu rezemată pe reazemele de descărcare (mai rar continuă pe reazeme late) şi încărcată cu zidăria de deasupra.

<u>Exemplul 4.5.</u>

Să se dimensioneze fundaţia continuă - în varianta grindă de fundaţie - sub peretele de umplutură (fig.4.12) a unei hale industriale cu cadre din elemente prefabricate şi fundaţii izolate tip pahar.

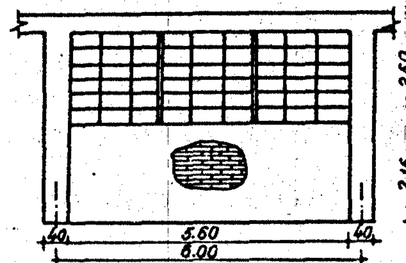


Fig. 4.12.

<u>Rezolvare</u>

Grinda de fundaţie se consideră simplu rezemată pe fundaţiile tip pahar corespunzătoare cadrelor adiacente.

<u>Evaluarea încărcărilor de calcul</u>

Se face pe un metru de lungime a grinzii:

- zidăria de cărămidă eficientă:

$1,2 \times 0,30$ m $\times$ 2,16 m $\times$ 16 kN/m^3 = 12,44 kN/m

- tencuială:

$1,2 \times 2 \times 2,16 \times 0,19$ kN/m^2 = 0,98 kN/m

- greutatea proprie a grinzii cu secţiunea transversală 35 x 50 cm^2:

$1,2 \times 0,35$ m $\times$ 0,50 m $\times$ 25 kN/m^3 = 5,25 kN/m

Încărcarea uniform distribuită q care acţionează pe grinda de fundaţie este:

$q = 12,44 + 0,98 + 5,25 = 18,67$ kN/m

<u>Calculul solicitărilor</u>

Cunoscând încărcarea ce acţionează pe grinda de fundaţie se pot determina solicitările (fig.4.13).

$$V_A = V_B = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{18,67 \times 5,60}{2} = 52,28 \text{ kN}$$

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{18,67 \times 5,60^2}{8} = 73,19 \text{ kN.m}$$

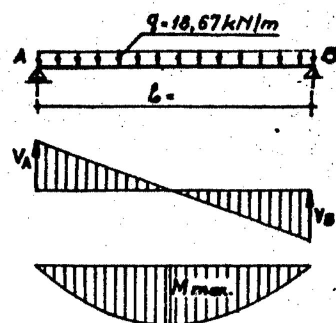


Fig. 4.13

Calculul armăturii de rezistență

Înălțimea utilă a secțiunii de beton este:

$h_o = h - a = 50 - 4,5 = 45,5$ cm

Armătura folosită: OB 37; beton Bc 15.

Din calcul rezultă un procent de armare p % = 0,67 %.

$$A_a = p\% . \frac{b.h_o}{100} = 0,67 \times \frac{35 \times 45,5}{100} = 10,67 \text{ cm}^2$$

Corespunzător secțiunii de armătură se alege:

3 ϕ 16 = 6,03 cm^2; 2 ϕ 18 = 5,09 cm^2

$$p\,\% = \frac{A_a}{b \times h_o} \times 100 = \frac{11,12}{35 \times 45,5} \times 100 = 0,70\,\%$$

Din verificarea la forța tăietoare rezultă armătura înclinată constructiv.

În figura 4.14 se dă modul de armare a grinzii de fundație.

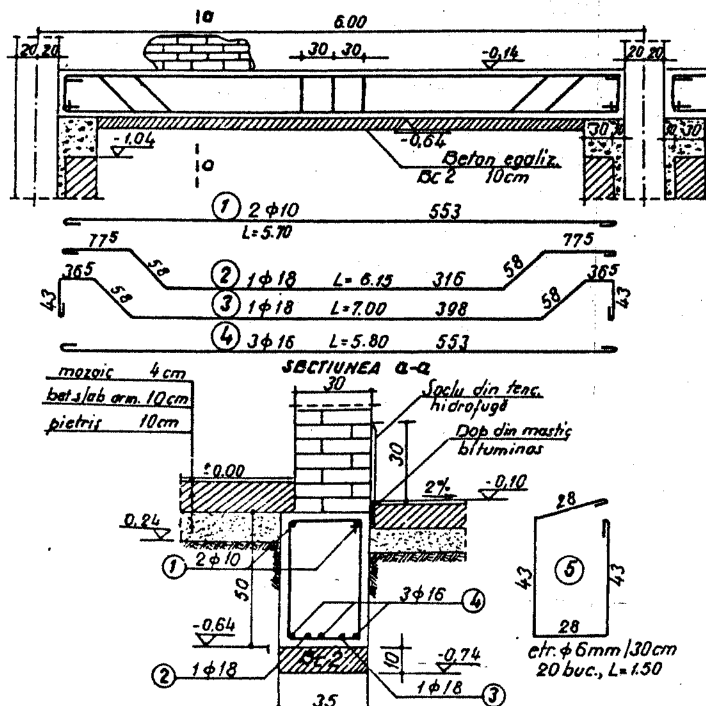


Fig. 4.14.

La dimensionarea reazemelor izolate, respectiv a fundațiilor tip pahar se vor lua în considerare și reacțiunile din grinzile de fundație.

CAPITOLUL 5

5. RADIERE GENERALE TIP PLACĂ

5.1. Aspecte generale

Radierele generale se utilizează la unele construcții subterane cum sunt: ecluze, rezervoare, bazine, depozite subterane, stații de pompare etc, precum și ca sistem de fundare la construcții cu încărcări mari (clădiri multietajate, silozuri, buncăre, coșuri de fum etc).

Din punct de vedere constructiv și a rolului pe care-l îndeplinesc în raport cu transmiterea încărcărilor de la construcție la terenul de fundare, radierele pot fi:

- radiere generale de greutate;
- radiere generale de rezistență, sau care lucrează la încovoiere.

Radierele generale de greutate au rolul de a echilibra subpresiunea apei [3] , dimensionarea unui astfel de radier fiind redusă la determinarea grosimii radierului care să asigure greutatea necesară echilibrării supresiunii apei majorată cu un coeficient de siguranță supraunitar.

Radierele generale de rezistență sunt analoge unor planșee întoarse la care ca încărcare activă se consideră presiunea reactivă a terenului, iar ca reazeme, elementele verticale de rezistență ale construcției respective (stâlpi, pereți).

În raport cu elementele de rezistență ale structurii, radierele generale se pot grupa astfel:

- radiere generale pentru structuri în cadre;
- alte tipuri de radiere generale de rezistență.

La structurile în cadre se folosesc, în special, radiere generale cu placă și grinzi.

La structurile cu pereți portanți din zidărie sau diafragme din beton armat, la care distanța dintre axele lor nu depășesc 4,0 m, se pot folosi radiere tip placă, armată după o direcție. De asemenea, radiere tip placă se folosesc la ecluze, docuri uscate, stații de pompare etc.

La rezervoare îngropate, depozite subterane etc se folosesc radiere generale tip planșeu ciupercă, alcătuite dintr-o placă pe care reazemă stâlpii prin intermediul unor capiteluri.

Fundațiile unor construcții înalte sistem turn, cum sunt: coșurile de fum, turnurile de telecomunicații, castele de apă de mare capacitate etc sunt radiere generale speciale, cu forma în plan circulară sau inelară [3] .

Pentru calculul de dimensionare a radierelor generale de rezistenţă este necesară cunoaşterea mărimii şi distribuţiei presiunii reactive a terenului, care aşa cum s-a menţionat anterior, reprezintă încărcarea activă care acţionează asupra radierului.

În mod simplificat se poate considera radierul element rigid, sub care se admite repartizarea plan-liniară a presiunii pe teren, radierul fiind supus, de regulă, la compresiune excentrică.

Atunci când se impune efectuarea unui calcul mai exact, mai ales la radierele tip placă, acestea se consideră ca fiind plăci elastice pe mediu elastic. Legea reală de distribuţie a presiunii la suprafaţa de contact radier-teren se determină prin aplicarea unor metode de calcul bazate pe teoria elasticităţii sau modelul winklerian.

În funcţie de forma în plan şi natura încărcărilor, calculul radierelor, considerate ca plăci elastice rezemate pe mediu elastic, poate fi făcută pe baza uneia din cele trei probleme ale teoriei elasticităţii: problema plană, problema simetriei axiale şi problema spaţială.

Se poate considera că terenul lucrează în condiţiile problemei plane de deformaţie, atunci când lungimea L a fundaţiei este mult mai mare decât lăţimea B, iar condiţiile de încărcare şi rigiditate nu variază pe lungimea fundaţiei. În acest caz, izolând în sens transversal o fâşie cu lăţime unitară, aceasta lucrează în condiţii identice cu oricare fâşie analogă. Se consideră că ipoteza deformaţiei plane poate fi admisă dacă $L > 3$ B, condiţie îndeplinită la majoritatea radierelor construcţiilor hidrotehnice cum sunt: ecluzele, docurile uscate, staţiile de pompare etc.

Fâşia izolată de lăţime unitară şi cu lungimea egală cu lăţimea B a radierului se asimilează cu o grindă de fundare elastică pe mediu elastic, care poate fi calculată cu una din metodele de calcul a acestor grinzi.

O metodă larg răspândită pentru calculul fâşiilor elastice rezemate pe mediu elastic este metoda Gorbunov-Posadov, a cărei aplicare este simplă prin utilizarea unor coeficienţi întabulaţi.

5.2. Calculul radierelor de rezistenţă, în condiţiile problemei plane, prin metoda Gorbunov-Posadov

Fâşia izolată din radier, de lăţime b'=1,0 m şi lungime 2ℓ =B se consideră elastică şi rezemată continuu pe mediu elastic.

Pentru dimensionarea fâşiei, respectiv a radierului, ca element din beton armat, este necesară cunoaşterea diagramelor de momente şi forţe tăietoare în lungul fâşiei.

Presiunea de contact p, forţa tăietoare T şi momentul încovoietor M, în diferite secţiuni transversale ale fâşiei se calculează cu ajutorul unor

coeficienţi adimensionali $\overline{p}$, $\overline{T}$, $\overline{M}$ dependenţi de modul de încărcare a fâşiei şi de flexibilitatea ei, exprimată prin indicele de flexibilitate calculat cu relaţia:

$$t \simeq 10 \frac{E}{E_b} \cdot \frac{l^3}{h^3} \qquad (5.1)$$

în care:

E - modulul de deformaţie liniară a terenului de fundare;

E_b - modulul de elasticitate corespunzător clasei de beton din care se execută radierul;

l - semilungimea fâşiei;

h - grosimea fâşiei.

După valoarea indicelui de flexibilitate, fâşiile pot fi:

$t < 1,0$ - fâşii rigide;

$1,0 \leq t \leq 10$ - fâşii scurte cu lungime şi rigiditate finite;

$t > 10$ - fâşii lungi cu lungime infinită.

În prezentul paragraf se tratează calculul fâşiilor rigide şi a celor scurte, întâlnite frecvent pentru care sunt date tabelele 5.1...5.28, prezentate în Anexă, conţinând coeficienţii adimensionali $\overline{p}$, $\overline{T}$ şi $\overline{M}$ pentru diferite valori ale indicelui de flexibilitate şi diverse tipuri de încărcări care pot acţiona pe fâşia unitară.

În mod asemănător se calculează fâşiile lungi pentru care relaţiile de calcul şi coeficienţii adimensionali se iau din literatură [2].

Relaţiile de calcul pentru presiune, forţă tăietoare şi moment încovoietor în secţiuni ale fâşiei situate la echidistanţe $0,1\ell$, pentru diverse încărcări sunt:

- încărcare uniform repartizată, q [kN/m³]:

$$p = \overline{p}.q \qquad (5.2)$$

$$T = \overline{T}.b'.l.q \qquad (5.3)$$

$$M = \overline{M}.b'.l^2.q \qquad (5.4)$$

- încărcare cu forţă concentrată, P [kN]:

$$p = \overline{p}. \frac{P}{b'l} \qquad (5.5)$$

$$T = \pm \overline{T}P \qquad (5.6)$$

$$M = \overline{M}.l.P \qquad (5.7)$$

- încărcare cu moment încovoietor, m [kNm]:

$$p = \pm \overline{p}. \frac{m}{b'l2} \qquad (5.8)$$

$$T = \bar{T} \cdot \frac{m}{l} \qquad (5.9)$$

$$M = \pm \bar{M} \cdot m \qquad (5.10)$$

Coeficienţii adimensionali $\bar{p}$, $\bar{T}$ şi $\bar{M}$ dependenţi de indicele de flexibilitate şi încărcarea care acţionează pe fâşie, mai depind şi de abscisa redusă ξ_i corespunzătoare echidistanţelor 0,1 ℓ şi de distanţa redusă, α_i a încărcării (forţă sau moment) care au semnificaţia din figura 5.1 şi se calculează cu relaţiile:

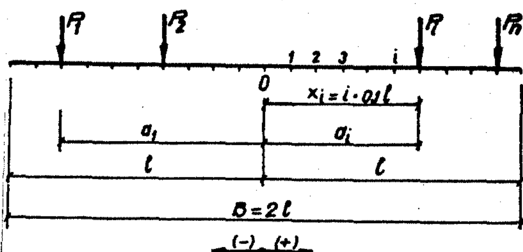


Fig. 5.1.

$$\xi_i = \pm \frac{x_i}{l} \qquad (5.11)$$

$$\alpha_i = \pm \frac{a_i}{l} \qquad (5.12)$$

în care:

x_i - reprezintă distanţa de la mijlocul fâşiei până la punctul corespunzător secţiunii de calcul;

a_i - distanţa de la mijlocul fâşiei până la punctul de aplicaţie a încărcării, rotunjită la multiplu de 0,1 ℓ ;

l - semilungimea fâşiei.

ξ_i şi α_i au semnul (+) pentru jumătatea din dreapta a fâşiei şi semnul (-) pentru cea din stânga.

Încărcarea uniform distribuită fiind simetrică, relaţiile (5.2...5.4) şi coeficienţii din tabelele 5.1.a, b şi c corespund semilungimii din dreapta a fâşiei. Pentru semilungimea din stânga valorile presiunilor şi a momentelor din secţiunile situate la echidistanţe 0,1 ℓ sunt simetrice şi egale cu cele din dreapta; pentru forţa tăietoare valorile sunt egale, dar cu semn schimbat.

În mod asemănător se procedează în cazul fâşiilor încărcate simetric cu forţe concentrate sau momente încovoietoare. Astfel, pentru încărcarea cu forţe concentrate sunt tabelele 5.9 ... 5.10, iar pentru momente încovoietoare, tabelele 5.23 ... 5.28.

În relaţiile 5.6, 5.8 şi 5.10 semnul (+) se referă la încărcări aplicate pe porţiunea din dreapta a fâşiei, iar semnul (-) la cele din stânga.

Momentul "m" se consideră pozitiv dacă roteşte în sens orar.

În punctul de aplicaţie a forţei P, adică pentru $\xi = \alpha$, forţa tăietoare are două valori; în tabelele coeficienţilor adimensionali, $\bar{T}$ corespunzător este însemnat cu semnul (*). $\bar{T}^*$ este coeficientul cu care se calculează forţa tăietoare imediat în stânga punctului de aplicaţie a forţei concentrate,

forţa fiind considerată în jumătatea din dreapta a fâşiei. Pentru determinarea valorii forţei tăietoare din dreapta punctului de aplicaţie a forţei concentrate, din valoarea $\bar{T}^*$ dată în tabele se scade o unitate.

Când forţa P este aplicată în jumătatea din stânga a fâşiei, regula de mai sus rămâne valabilă cu menţiunea că pe baza coeficientului $\bar{T}^*$, din tabel, se calculează forţa tăietoare din stânga punctului de aplicaţie a forţei.

Aceeaşi regulă se păstrează şi pentru încărcarea cu moment încovoietor, la care în diagrama de momente în dreptul punctului de aplicaţie a acestuia apar două valori, cu menţiunea că la valoarea $\bar{M}^*$ dată în tabel se adună o unitate.

Pentru fiecare încărcare care acţionează asupra fâşiei se scot din tabelele corespunzătoare indicelui de flexibilitate aproximat cu una din următoarele valori: 0, 1, 2, 3, 5, 7, 10 şi în funcţie de distanţele relative α_i, coeficienţii adimensionali $\bar{p}$, $\bar{T}$, $\bar{M}$ cu care se calculează, în punctele situate la echidistanţe 0,1 ℓ, presiunea, forţa tăietoare şi momentul încovoietor.

În cazul în care pe fâşie acţionează mai multe încărcări valoarea finală a presiunii, forţei tăietoare şi momentului rezultă din suprapunere de efecte (însumare algebrică).

Întrucât calculul fâşiilor prin metoda Gorbunov-Posadov se face pe bază de coeficienţi corespunzători punctelor situate la echidistanţe 0,1 ℓ este recomandabilă prezentarea tabelară a calculului.

În exemplele 5.1 şi 5.2 se tratează cazul fâşiei elastice pe mediu elastic, de lăţime unitară asupra căreia acţionează încărcări nesimetrice, respectiv simetrice, fiind prezentate şi tabelele de calcul corespunzătoare.

<u>Exemplul 5.1</u>

Să se determine prin metoda Gorbunov-Posadov diagramele presiunilor, forţelor tăietoare şi momentelor încovoietoare pentru radierul cuvei staţiei de pompare încărcată conform schemei din fig.5.2, fiind cunoscute următoarele date:

- dimensiunile radierului, L=35 m; B=10 m;
- grosimea radierului, h=50 cm;
- modulul de elasticitate a betonului, $E_b = 2,4 \times 10^7$ kPa;
- modulul de deformaţie liniară a terenului - nisip prăfos cu indicele porilor, e = 0,65 - E=1,8 x 10^4 kPa;
- încărcările care acţionează asupra radierului.

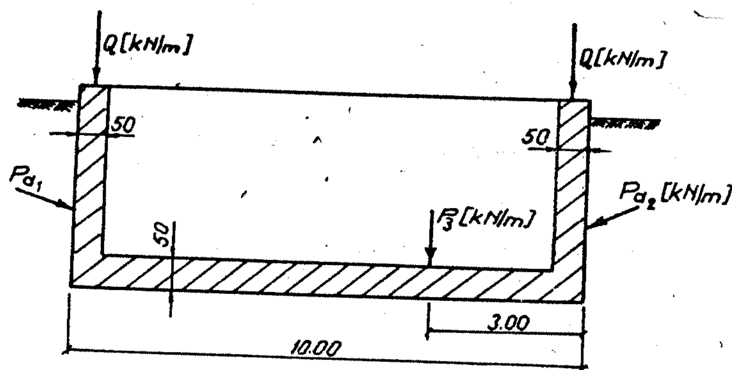


Fig. 5.2.

Rezolvare: Radierul fiind încărcat uniform în sens longitudinal şi raportul laturilor $\frac{L}{B} > 3$, calculul static se execută pentru o fâşie de lăţime, b'=1,0 m şi lungimea B = 10,0 m, încărcată conform schemei din figura 5.3.a. P_1, P_2, m_1 şi m_2 sunt forţele axiale rezultante şi momentele încovoietoare transmise radierului prin pereţii cuvei.

Încărcarea uniform distribuită de calcul q rezultă din greutatea proprie a radierului multiplicată cu coeficientul de supraîncărcare, n=1,2,

$$q = n.100.b'.h.\gamma_b = 1,2 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,50 \cdot 25 = 15\ kN/m^2$$

Calculul static al radierului comportă etapele prezentate în continuare:

1. Se stabileşte poziţia punctelor situate la echidistanţe $0,1\ell$, faţă de mijlocul fâşiei, rezultând distanţele x_i (v.fig.5.1) şi distanţele reduse ξ_i calculate cu 5.11.

2. Se stabileşte categoria în care se încadrează fâşia pe baza indicelui de flexibilitate "t" calculat cu relaţia 5.1,

$$t \simeq 10.\ \frac{1,8 \times 10^4}{2,4 \times 10^7} \cdot \frac{5,0^3}{0,5^3} \simeq 7,5$$

Indicele de flexibilitate fiind 7,5 fâşia este cu lungime şi rigiditate finite.

3. Se stabilesc tabelele coeficienţilor $\overline{p}$, $\overline{T}$ şi $\overline{M}$, corespunzătoare tipului de încărcare (uniform distribuită, forţă concentrată, moment încovoietor), în funcţie de indicele de flexibilitate calculat în etapa anterioară şi aproximat la valoarea 7, care este cea mai apropiată de valoarea indicelui de flexibilitate calculat.

4. Se calculează cu relaţia 5.12 distanţele absolute α_i faţă de mijlocul fâşiei şi se rotunjesc la multiplu de $0,1\ell$,

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \mp \frac{4,75}{5,00} = \mp 0,95 \simeq \mp 1,0$$

$$\alpha_3 = + \frac{2,00}{5,00} = + 0,4$$

5. Pentru fiecare încărcare care acţionează pe fâşia unitară se scot din tabelele stabilite în conformitate cu punctul 3, şi în funcţie de distanţele absolute calculate la punctul anterior, coeficienţii adimensionali $\overline{p}$, $\overline{T}$, $\overline{M}$, după cum urmează:

- pentru încărcarea uniform distribuită q - tabelele 5.1.a,b şi c;
- pentru încărcările cu forţe concentrate $P_1 \ldots P_3$ - tabelele 5.7.a, b şi c;
- pentru încărcările cu momentele încovoietoare m_1 şi m_2 - tabelele 5.21.a,b şi c.

Coeficienţii adimensionali $\overline{p}$, $\overline{T}$, $\overline{M}$ rezultaţi din tabelele sus-menţionate sunt înscrişi în tabelele 5.29.a,b şi c, coloanele 3...8.

6. Cu relaţiile 5.2...5,10 se calculează presiunea, forţa tăietoare şi momentul încovoietor în secţiunile situate la echidistanţele $0,1\ell$ - poziţionate prin abscisa redusă ξ_i - pentru fiecare încărcare, valori care se trec în tabelele 5.29.a,b şi c, coloanele 9...14.

7. Prin însumarea efectelor tuturor încărcărilor care acţionează pe fâşia unitară, adică prin însumarea algebrică a presiunii, forţei tăietoare şi momentelor încovoietoare corespunzătoare acestora, se obţin valorile din coloana 15 din tabelele 5.29 a,b şi c cu care se reprezintă diagramele de presiune, forţa tăietoare şi moment încovoietor, fig.5.3.b,c şi d.

Exemplul 5.2. Considerând radierul din exemplul 5.1, încărcat simetric, conform schemei din fig.5.4.a, se cere determinarea diagramelor de presiune, forţe tăietoare şi momente încovoietoare prin metoda Gorbunov-Posadov.

Rezolvare: Radierul fiind încărcat simetric, calculul static se execută pentru jumătatea din dreapta a fâşiei de lăţime unitară, parcurgând aceleaşi etape prezentate în exemplul 5.1.

Etapele 1...3 sunt identice, ele fiind independente de modul de acţionare a încărcărilor.

4. Distanţa absolută la care acţionează forţa P_1 şi momentul încovoietor m_1, se calculează cu relaţia 5.12,

$$\alpha_1 = + \frac{4,75}{5,00} = + 0,95 \simeq 1,0$$

Tabelul 5.29.a.

Tabel centralizator pentru diagrama de presiuni

x [m]	ξ	$\bar{p}$ [q]	$\bar{p}$ [P_1]	$\bar{p}$ [P_2]	$\bar{p}$ [P_3]	$\bar{p}$ [m_1]	$\bar{p}$ [m_2]	p [q]	p [P_1]	p [P_2]	p [P_3]	p [m_1]	p [m_2]	Σp [kPa]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
5,0	-1,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4,5	-0,9	1,50	3,09	-0,43	-0,01	3,45	-0,65	22,50	123,60	-21,50	-0,14	-12,42	2,86	114,90
4,0	-0,8	1,13	1,96	-0,29	0,06	1,62	-0,56	16,95	78,40	-14,50	0,84	- 5,83	2,46	78,32
3,5	-0,7	0,96	1,31	-0,20	0,12	0,61	-0,51	14,40	52,40	-10,00	1,68	- 2,19	2,24	58,53
3,0	-0,6	0,88	0,91	-0,14	0,17	0,04	-0,50	13,20	36,40	-7,00	2,38	- 0,14	2,20	47,04
2,5	-0,5	0,84	0,65	-0,10	0,22	-0,29	-0,51	12,60	26,00	-5,00	3,08	1,04	2,24	39,96
2,0	-0,4	0,82	0,46	-0,06	0,27	-0,49	-0,53	12,30	18,40	-3,00	3,78	1,76	2,33	35,57
1,5	-0,3	0,81	0,33	-0,03	0,32	-0,59	-0,57	12,15	13,20	-1,50	4,48	2,12	2,50	32,95
1,0	-0,2	0,81	0,22	0,00	0,37	-0,64	-0,61	12,15	8,80	0,00	5,18	2,30	2,68	31,11
0,5	-0,1	0,80	0,14	0,04	0,42	-0,67	-0,63	12,00	5,60	2,00	5,88	2,41	2,77	30,66
0	0,0	0,80	0,08	0,08	0,48	-0,66	-0,66	12,00	3,20	4,00	6,72	2,37	2,90	31,19
0,5	0,1	0,80	0,04	0,14	0,53	-0,63	-0,67	12,00	1,60	7,00	7,42	2,26	2,94	33,22
1,0	0,2	0,81	0,00	0,22	0,59	-0,61	-0,64	12,15	0,00	11,00	8,26	2,19	2,81	36,41
1,5	0,3	0,81	-0,03	0,33	0,65	-0,57	-0,59	12,15	-1,20	16,50	9,10	2,05	2,59	41,90
2,0	0,4	0,82	-0,06	0,46	0,69	-0,53	-0,49	12,30	-2,40	23,00	9,66	1,90	2,15	46,61
2,5	0,5	0,84	-0,10	0,65	0,71	-0,51	-0,29	12,60	-4,00	32,50	9,94	1,83	1,27	54,14
3,0	0,6	0,88	-0,14	0,91	0,72	-0,50	0,04	13,20	-5,60	45,50	10,08	1,80	-0,17	64,81
3,5	0,7	0,96	-0,20	1,31	0,75	-0,51	0,61	14,40	-8,00	65,50	10,50	1,83	-2,68	81,55
4,0	0,8	1,13	-0,29	1,96	0,86	-0,56	1,62	16,95	-11,60	98,00	12,04	2,01	-7,12	110,28
4,5	0,9	1,50	-0,43	3,09	1,20	-0,65	3,45	22,50	-17,20	154,50	16,80	2,34	-15,18	163,76
5,0	1,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabelul 5.29.b.

Tabel centralizator pentru diagrame de forțe tăietoare

x [m]	ξ	$\bar{T}$ [q]	$\bar{T}$ [P_1]	$\bar{T}$ [P_2]	$\bar{T}$ [P_3]	$\bar{T}$ [m_1]	$\bar{T}$ [m_2]	T [q]	T [P_1]	T [P_2]	T [P_3]	T [m_1]	T [m_2]	ΣT [kN]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
5,0	-1,0	0	1	0	0	0	0	0	-200,0	0	0	0	0	-200,00
4,5	-0,9	0,084	0,60	-0,05	0,00	-0,50	-0,07	6,30	-120,0	-12,50	0,00	-9,00	-1,54	-136,74
4,0	-0,8	0,113	0,35	-0,09	0,00	-0,74	-0,13	8,47	-70,0	-22,50	0,00	-13,32	-2,86	-100,21
3,5	-0,7	0,117	0,19	-0,11	0,01	-0,85	-0,18	8,77	-38,0	-27,50	0,70	-15,30	-3,96	-75,29
3,0	-0,6	0,108	0,08	-0,13	0,03	-0,88	-0,23	8,10	-16,0	-32,50	2,10	-15,84	-5,06	-59,20
2,5	-0,5	0,094	0,01	-0,14	0,04	-0,86	-0,28	7,05	- 2,0	-35,00	2,80	-15,48	-6,16	-48,79
2,0	-0,4	0,077	-0,05	-0,15	0,07	-0,82	-0,33	5,77	10,0	-37,50	4,90	-14,76	-7,26	-38,85
1,5	-0,3	0,058	-0,09	-0,15	0,09	-0,77	-0,39	4,35	18,0	-37,50	5,60	-13,86	-8,58	-31,99
1,0	-0,2	0,039	-0,12	-0,16	0,13	-0,71	-0,45	2,92	24,0	-40,00	9,10	-12,78	-9,90	-26,66
0,5	-0,1	0,020	-0,14	-0,15	0,17	-0,64	-0,51	1,50	28,0	-37,50	11,90	-11,52	-11,22	-18,84
0	0,0	0,0	-0,15	-0,15	0,21	-0,58	-0,58	0	30,0	-37,50	14,70	-10,44	-12,76	-16,00
0,5	0,1	-0,020	-0,15	-0,14	0,26	-0,51	-0,64	-1,50	30,0	-35,00	18,20	-9,18	-14,08	-11,56
1,0	0,2	-0,039	-0,16	-0,12	0,32	-0,45	-0,71	-2,92	32,0	-30,00	22,40	-8,10	-15,62	-2,24
1,5	0,3	-0,058	-0,15	-0,09	0,38	-0,39	-0,77	-4,35	30,0	-22,50	26,60	-7,02	-16,94	5,79
2,0	0,4	-0,077	-0,15	-0,05	0,45*/ -0,55	-0,33	-0,82	-5,77	30,0	-12,50	31,50 / -38,50	-5,94	-18,04	19,25 / -50,75
2,5	0,5	-0,094	-0,14	0,01	-0,48	-0,28	-0,86	-7,05	28,0	2,50	-33,60	-5,04	-18,92	-34,11
3,0	0,6	-0,108	-0,13	0,08	-0,40	-0,23	-0,88	-8,10	26,0	20,00	-28,00	-4,14	-19,36	-13,60
3,5	0,7	-0,117	-0,11	0,19	-0,34	-0,18	-0,85	-8,77	22,0	47,50	-23,80	-3,24	-18,70	14,99
4,0	0,8	-0,113	-0,09	0,35	-0,26	-0,13	-0,74	-8,47	18,0	87,50	-18,20	-2,34	-16,28	60,21
4,5	0,9	-0,084	-0,05	0,60	-0,16	-0,07	-0,50	-6,30	10,0	150,00	-11,20	-1,26	-11,00	130,24
5,0	1,0	0	0	1	0	0	0	0	0	250,00	0	0	0	250,00

Tabelul 5.29.c.

Tabel centralizator pentru diagrama de momente încovoietoare

x [m]	ξ	$\overline{M}$ [q]	$\overline{M}$ [P_1]	$\overline{M}$ [P_2]	$\overline{M}$ [P_3]	$\overline{M}$ [m_1]	$\overline{M}$ [m_2]	M [q]	M [P_1]	M [P_2]	M [P_3]	M [m_1]	M [m_2]	ΣM [kNm]
1,	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
5,0	-1,0	0	0	0	0	-1	0	0	0	0	0	90	0	90
4,5	-0,9	0,005	-0,08	0,00	0,00	-0,97	0,00	1,87	-80	0,00	0,00	87,30	0	9,17
4,0	-0,8	0,015	-0,12	-0,01	0,00	-0,91	-0,01	5,62	-120	-12,50	0,00	81,90	1,10	-43,88
3,5	-0,7	0,027	-0,15	-0,02	0,00	-0,83	-0,03	10,12	-150	-25,00	0,00	74,70	3,30	-86,88
3,0	-0,6	0,038	-0,16	-0,03	0,00	-0,74	-0,05	14,25	-160	-37,50	0,00	66,60	5,50	-111,15
2,5	-0,5	0,048	-0,17	-0,05	0,00	-0,65	-0,08	18,00	-170	-62,50	0,00	58,50	8,80	-147,20
2,0	-0,4	0,057	-0,17	-0,06	0,01	-0,57	-0,11	21,37	-170	-75,00	3,50	51,30	12,10	-156,73
1,5	-0,3	0,063	-0,16	-0,07	0,02	-0,49	-0,14	23,62	-160	-87,50	7,00	44,10	15,40	-157,38
1,0	-0,2	0,068	-0,15	-0,09	0,03	-0,42	-0,18	25,50	-150	-112,50	10,50	37,80	19,80	-168,90
0,5	-0,1	0,071	-0,13	-0,11	0,04	-0,35	-0,23	26,62	-130	-137,50	14,00	31,50	25,30	-170,08
0	0	0,072	-0,12	-0,12	0,06	-0,29	-0,29	27,00	-120	-150,00	21,00	26,10	31,90	-164,00
0,5	0,1	0,071	-0,11	-0,13	0,09	-0,23	-0,35	26,62	-110	-162,50	31,50	20,70	38,50	-155,18
1,0	0,2	0,068	-0,09	-0,15	0,12	-0,18	-0,42	25,50	-90	-187,50	42,00	16,20	46,20	-147,60
1,5	0,3	0,063	-0,07	-0,16	0,15	-0,14	-0,49	23,62	-70	-200,00	52,50	12,60	53,90	-127,38
2,0	0,4	0,057	-0,06	-0,17	0,19	-0,11	-0,57	21,37	-60	-212,50	66,50	9,90	62,70	-112,03
2,5	0,5	0,048	-0,05	-0,17	0,14	-0,08	-0,65	18,00	-50	-212,50	49,00	7,20	71,50	-116,80
3,0	0,6	0,038	-0,03	-0,16	0,10	-0,05	-0,74	14,25	-30	-200,00	35,00	4,50	81,40	-94,85
3,5	0,7	0,027	-0,02	-0,15	0,06	-0,03	-0,83	10,12	-20	-187,50	21,00	2,70	91,30	-82,38
4,0	0,8	0,015	-0,01	-0,12	0,03	-0,01	-0,91	5,62	-10	-150,00	10,50	0,90	100,10	-42,88
4,5	0,9	0,005	0,00	-0,08	0,01	0,00	-0,97	0,00	0,00	-100,00	3,50	0,00	106,70	12,07
5,0	10	0	0	0	0	0	1*	0	0	0	0	0	110,00	110,00

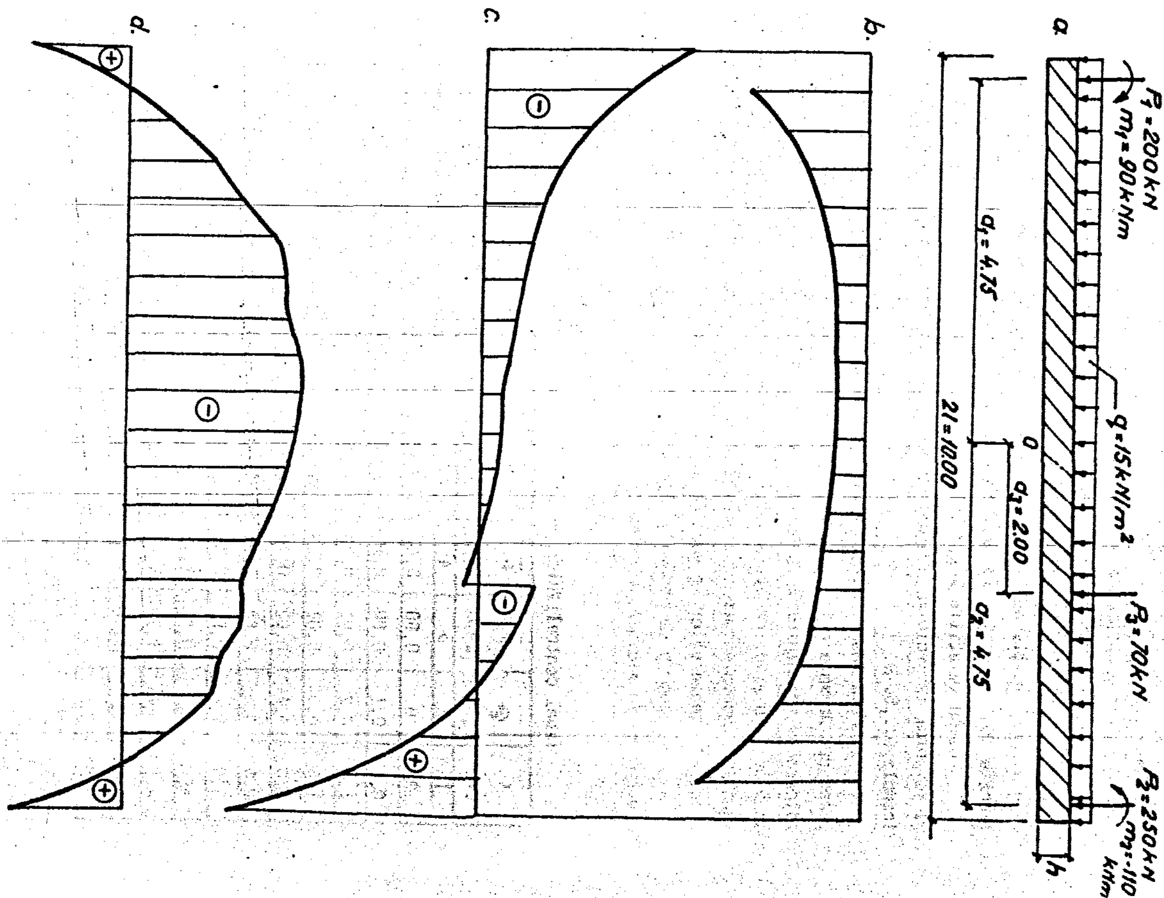


Fig. 5.3 - Fâșie elastică pe mediu elastic

a-schema de încărcare; b-diagrama de presiune; c-diagrama de forțe tăietoare; d-diagrama de momente încovoietoare.

5. Coeficienţii adimensionali $\overline{p}$, $\overline{T}$ şi $\overline{M}$ se scot din tabele, după cum urmează:

- pentru încărcarea uniform distribuită q - tabelele 5.1.a,b şi c;
- pentru încărcarea cu forţa concentrată P_1 - tabelele 5.14 a,b şi c;
- pentru încărcarea cu moment încovoietor m_1 - tabelele 5.27,a,b şi c.

Coeficienţii adimensionali $\overline{p}$, $\overline{T}$ şi $\overline{M}$, rezultaţi din tabelele sus-menţionate, sunt înscrişi în tabelele 5.30 a, b şi c, coloanele 3...5.

6. Cu relaţiile 5.2...5.10 se calculează presiunea, forţa tăietoare şi momentul încovoietor, valori care se trec în tabelele 5.30 a, b şi c, coloanele 6...8.

7. Prin însumarea efectelor încărcărilor care acţionează pe semilungimea din dreapta a fâşiei unitare, se obţin valorile presiunii, forţei tăietoare şi momentului încovoietor, valori prezentate în coloana 9 din tabelele 5.30 a, b şi c. Pentru semilungimea din stânga,valorile presiunilor şi momentelor încovoietoare sunt simetrice şi egale cu cele din dreapta; pentru forţa tăietoare valorile sunt egale, dar cu semn schimbat.

Diagramele de presiuni, forţe tăietoare şi momente încovoietoare sunt prezentate în fig.5.4. b, c şi d.

Tabel 5.30.a.

Tabel centralizator pentru diagrama de presiuni

x [m]	ξ	$\overline{p}$ [q]	$\overline{p}$ [P_1]	$\overline{p}$ [m_1]	p [q]	p [P_1]	p [m_1]	Σ p [kPa]
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	0	0,80	0,17	-1,32	12,00	8,50	4,75	25,25
0,5	0,1	0,80	0,18	-1,30	12,00	9,00	4,68	25,68
1,0	0,2	0,81	0,22	-1,25	12,15	11,00	4,50	27,65
1,5	0,3	0,81	0,29	-1,16	12,15	14,50	4,17	30,82
2,0	0,4	0,62	0,40	-1,02	12,30	20,00	3,67	35,97
2,5	0,5	0,84	0,55	-0,80	12,60	27,50	2,88	42,98
3,0	0,6	0,88	0,77	-0,46	13,20	38,50	1,65	53,35
3,5	0,7	0,96	1,11	0,11	14,40	55,50	-0,39	69,51
4,0	0,8	1,13	1,67	1,06	16,95	83,50	-3,81	96,64
4,5	0,9	1,50	2,66	2,81	22,50	133,00	-10,11	145,39
5,0	1,0	-	-	-	-	-	-	-

Tabel 5.30.b.

Tabel centralizator pentru diagrama de forţe tăietoare

x [m]	ξ	$\overline{T}$ [q]	$\overline{T}$ [P_1]	$\overline{T}$ [m_1]	T [q]	T [P_1]	T [m_1]	Σ T [kN]
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,5	0,1	-0,020	0,02	-0,13	-1,50	5,00	2,34	5,84
1,0	0,2	-0,039	0,04	-0,26	-2,92	10,00	4,68	11,76
1,5	0,3	-0,058	0,06	-0,38	-4,35	15,00	6,84	17,49
2,0	0,4	-0,077	0,10	-0,49	-5,77	25,00	8,82	28,05
2,5	0,5	-0,094	0,15	-0,58	-7,05	37,50	10,44	40,94
3,0	0,6	-0,108	0,21	-0,65	-8,10	52,50	11,70	56,10
3,5	0,7	-0,117	0,30	-0,67	-8,77	75,00	12,06	78,29
4,0	0,8	-0,113	0,44	-0,61	-8,47	110,00	10,98	112,51
4,5	0,9	-0,084	0,65	-0,43	-6,30	162,50	7,74	163,94
5,0	1,0	0	1 *	0	0	250,00	0	250,00

Tabelul 5.30.c.

Tabel centralizator pentru diagrama de momente încovoietoare

x [m]	ξ	$\overline{M}$ [q]	$\overline{M}$ [P_1]	$\overline{M}$ [m_1]	M [q]	M [P_1]	M [m_1]	Σ M [kNm]
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	0	0,072	-0,24	-0,57	27,00	-300,00	51,30	-221,70
0,5	0,1	0,071	-0,24	-0,58	26,62	-300,00	52,20	-221,18
1,0	0,2	0,068	-0,24	-0,60	25,50	-300,00	54,00	-220,50
1,5	0,3	0,063	-0,23	-0,63	23,62	-287,50	56,70	-207,18
2,0	0,4	0,057	-0,23	-0,68	21,37	-287,50	61,20	-204,93
2,5	0,5	0,048	-0,21	-0,73	18,00	-262,50	65,70	-178,80
3,0	0,6	0,038	-0,20	-0,79	14,25	-250,00	71,10	-164,65
3,5	0,7	0,027	-0,17	-0,86	10,12	-212,50	77,40	-124,98
4,0	0,8	0,012	-0,13	-0,92	5,62	-162,50	82,80	- 74,08
4,5	0,9	0,005	-0,08	-0,98	1,87	-100,00	88,20	-9,93
5,0	1,0	0	0	-1 *	0	0	90,00	90,00

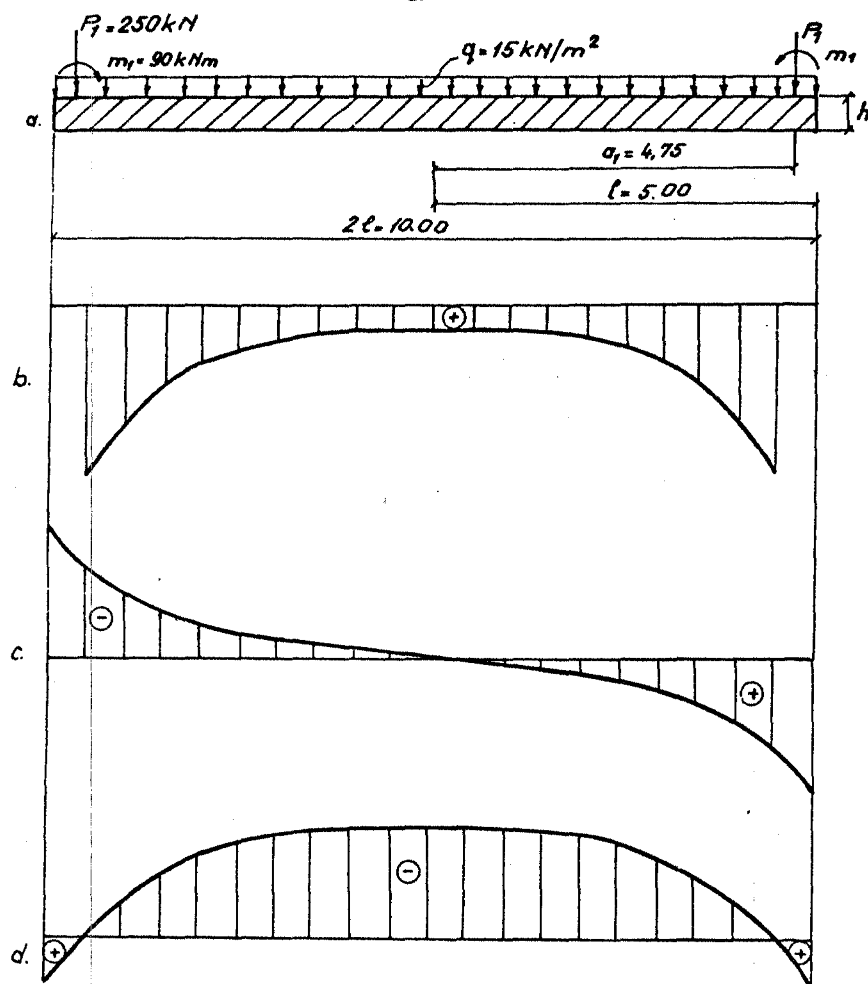


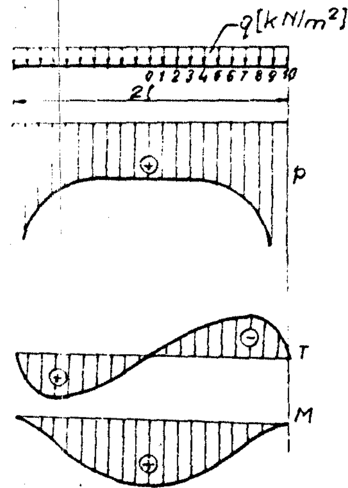
Fig. 5.4 - Fâșie elastică pe mediu elastic încărcată simetric

a - schema de încărcare; b - diagrama de presiune; c - diagrama de forțe tăietoare; d - diagrama de momente.

ANEXA 5.1.

Tabelele 5.1. ... 5.28.

TABELE PENTRU FÂSIA DE LĂȚIME UNITARĂ ÎNCĂRCATĂ CU O SARCINĂ UNIFORM DISTRIBUITĂ



Formule de calcul

$p = \bar{p} q$ [kN/m²]

$T = \bar{T} \ell q$ [kN]

$M = \bar{M} b' \ell^2 q$ [kNm]

$b' = 1{,}0m$

$\bar{p}$ — Tabelul 5.1a

t \ ξ	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0	0,64	0,64	0,65	0,67	0,69	0,74	0,80	0,89	1,06	1,46	—
1	0,69	0,70	0,71	0,72	0,75	0,80	0,87	0,99	1,23	1,69	—
2	0,72	0,72	0,74	0,74	0,77	0,81	0,87	0,99	1,21	1,65	—
3	0,74	0,74	0,75	0,76	0,78	0,81	0,87	0,99	1,19	1,61	—
5	0,77	0,78	0,78	0,79	0,80	0,83	0,88	0,97	1,16	1,55	—
7	0,80	0,80	0,81	0,81	0,82	0,84	0,88	0,96	1,13	1,50	—
10	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,65	0,88	0,95	1,11	1,44	—
15	0,88	0,88	0,87	0,87	0,87	0,87	0,89	0,94	1,07	1,37	—
20	0,90	0,90	0,90	0,89	0,89	0,88	0,89	0,93	1,05	1,32	—
30	0,94	0,94	0,93	0,92	0,91	0,90	0,90	0,92	1,01	1,26	—
50	0,97	0,97	0,96	0,95	0,94	0,92	0,91	0,92	0,99	1,18	—

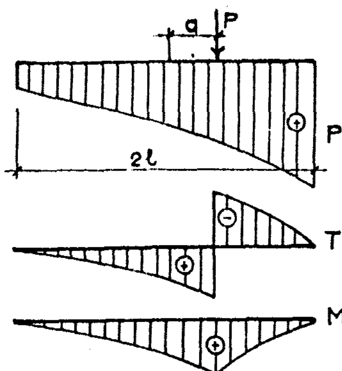
$\bar{T}$ — Tabelul 5.1b

t \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0	0	-0,036	-0,072	-0,106	-0,138	-0,167	-0,190	-0,206	-0,210	-0,107	0
1	0	-0,030	-0,060	-0,089	-0,115	-0,138	-0,155	-0,163	-0,153	-0,110	0
2	0	-0,028	-0,056	-0,082	-0,107	-0,128	-0,145	-0,153	-0,144	-0,104	0
3	0	-0,026	-0,052	-0,076	-0,099	-0,120	-0,136	-0,144	-0,136	-0,099	0
5	0	-0,022	-0,045	-0,066	-0,087	-0,105	-0,121	-0,129	-0,124	-0,090	0
7	0	-0,020	-0,039	-0,058	-0,077	-0,094	-0,108	-0,117	-0,113	-0,084	0
10	0	-0,016	-0,033	-0,049	-0,065	-0,080	-0,094	-0,103	-0,101	-0,075	0
15	0	-0,012	-0,025	-0,038	-0,051	-0,064	-0,076	-0,085	-0,085	-0,065	0
20	0	-0,010	-0,019	-0,030	-0,041	-0,053	-0,064	-0,073	-0,075	-0,060	0
30	0	-0,006	-0,012	-0,020	-0,026	-0,038	-0,048	-0,057	-0,061	-0,050	0
50	0	-0,003	-0,006	-0,010	-0,015	-0,022	-0,031	-0,040	-0,045	-0,039	0

$\bar{M}$ — Tabelul 5.1c

t \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0	0,137	0,135	0,129	0,120	0,108	0,093	0,075	0,055	0,034	0,014	0
1	0,103	0,101	0,097	0,089	0,079	0,066	0,052	0,036	0,020	0,006	0
2	0,096	0,095	0,091	0,084	0,074	0,063	0,049	0,034	0,019	0,006	0
3	0,090	0,089	0,085	0,079	0,070	0,059	0,046	0,032	0,018	0,006	0
5	0,080	0,079	0,076	0,070	0,063	0,053	0,042	0,029	0,016	0,005	0
7	0,072	0,071	0,068	0,063	0,057	0,048	0,038	0,027	0,015	0,005	0
10	0,063	0,062	0,059	0,055	0,050	0,042	0,034	0,024	0,013	0,004	0
15	0,051	0,050	0,049	0,046	0,041	0,036	0,028	0,020	0,011	0,004	0
20	0,043	0,043	0,041	0,039	0,035	0,031	0,025	0,018	0,010	0,003	0
30	0,033	0,033	0,032	0,030	0,028	0,024	0,020	0,015	0,009	0,003	0
50	0,022	0,021	0,021	0,020	0,019	0,017	0,014	0,011	0,007	0,002	0

TABELE PENTRU FÎȘII DE LUNGIME FINITĂ, DE LĂȚIME UNITARĂ ÎNCĂRCATE CU O FORȚĂ CONCENTRATĂ



Formule de calcul

$p = \bar{p}\frac{P}{b'l}$ [kN/m²]

$T = \pm \bar{T} P$ [kN]

$M = \bar{M}\, l P$ [kN m]

$b' = 1{,}0$ m

$\alpha = \frac{a}{l}$

NOTĂ:

Semnul + din relația forței tăietoare corespunde cazului cînd forța P se găsește în jumătatea din dreapta a fîșiei.

$t = 0$, $\bar{p}$ — tabelul 5.2a

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	-0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	∞	0,73	0,53	0,46	0,40	0,37	0,35	0,33	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,33	0,35	0,37	0,40	0,45	0,53	0,73	∞	0,0
0,1	∞	0,60	0,45	0,38	0,35	0,33	0,32	0,31	0,31	0,31	0,32	0,33	0,34	0,35	0,37	0,40	0,45	0,51	0,61	0,86	∞	-0,1
0,2	∞	0,47	0,36	0,32	0,30	0,29	0,29	0,29	0,30	0,31	0,32	0,33	0,35	0,37	0,40	0,44	0,49	0,57	0,70	0,99	∞	-0,2
0,3	∞	0,34	0,28	0,26	0,25	0,26	0,26	0,27	0,29	0,30	0,32	0,34	0,36	0,39	0,43	0,48	0,54	0,63	0,78	1,12	∞	-0,3
0,4	∞	0,20	0,19	0,20	0,21	0,22	0,24	0,25	0,27	0,29	0,32	0,35	0,38	0,41	0,46	0,51	0,59	0,69	0,87	1,26	∞	-0,4
0,5	0	0,07	0,11	0,13	0,16	0,18	0,21	0,23	0,26	0,29	0,32	0,35	0,39	0,43	0,49	0,55	0,64	0,76	0,95	1,39	∞	-0,5
0,6	-∞	-0,06	0,02	0,07	0,11	0,15	0,18	0,21	0,25	0,28	0,32	0,36	0,40	0,45	0,51	0,59	0,68	0,82	1,04	1,52	∞	-0,6
0,7	-∞	-0,19	-0,06	-0,01	0,06	0,11	0,15	0,19	0,23	0,27	0,32	0,36	0,42	0,47	0,54	0,62	0,73	0,88	1,12	1,65	∞	-0,7
0,8	-∞	-0,32	-0,15	-0,05	0,02	0,07	0,12	0,17	0,22	0,27	0,32	0,37	0,43	0,49	0,57	0,66	0,78	0,94	1,21	1,78	∞	-0,8
0,9	-∞	-0,45	-0,23	-0,12	-0,03	0,04	0,10	0,15	0,21	0,26	0,32	0,38	0,44	0,51	0,60	0,70	0,83	1,01	1,29	1,91	∞	-0,9
1,0	-∞	-0,58	-0,32	-0,18	-0,08	0	0,07	0,13	0,19	0,26	0,32	0,38	0,45	0,53	0,63	0,73	0,87	1,07	1,38	2,04	∞	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	1,0	ξ \ α

$\bar{T}$ — $t = 0$ — tab. 5.2b

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	0	0,14	0,20	0,25	0,29	0,33	0,37	0,40	0,44	0,47	0,50	-0,47	-0,44	-0,40	-0,37	-0,33	-0,29	-0,25	-0,20	-0,14	0	0,0
0,1	0	0,12	0,17	0,21	0,24	0,28	0,31	0,34	0,37	0,40	0,44	0,47*	-0,50	-0,46	-0,43	-0,39	-0,35	-0,30	-0,24	-0,17	0	0,1
0,2	0	0,09	0,13	0,16	0,19	0,22	0,25	0,28	0,31	0,34	0,37	0,40	0,44*	-0,52	-0,49	-0,44	-0,40	-0,34	-0,28	-0,20	0	0,2
0,3	0	0,06	0,09	0,12	0,14	0,17	0,19	0,22	0,25	0,28	0,31	0,34	0,38	0,42*	-0,54	-0,50	-0,45	-0,39	-0,32	-0,23	0	0,3
0,4	0	0,03	0,05	0,07	0,09	0,11	0,14	0,12	0,19	0,21	0,24	0,28	0,31	0,35	0,40*	-0,55	-0,50	-0,43	-0,36	-0,26	0	0,4
0,5	0	0,00	0,01	0,03	-0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,15	0,18	0,21	0,25	0,29	0,34	0,39*	-0,55	-0,48	-0,40	-0,28	0	0,5
0,6	0	-0,02	-0,02	-0,02	-0,01	0,00	0,02	0,04	0,06	0,09	0,12	0,15	0,19	0,23	0,28	0,34	0,40*	-0,53	-0,43	-0,31	0	0,6
0,7	0	-0,05	-0,06	-0,06	-0,06	-0,05	-0,04	-0,02	0,00	0,02	0,05	0,09	0,13	0,17	0,22	0,28	0,35	0,43*	-0,47	-0,34	0	0,7
0,8	0	-0,08	-0,10	-0,11	-0,11	-0,11	-0,10	-0,08	-0,06	-0,04	-0,01	-0,02	0,06	0,11	0,16	0,23	0,30	0,36	0,49*	-0,37	0	0,8
0,9	0	-0,11	-0,14	-0,16	-0,16	-0,16	-0,16	-0,14	-0,13	-0,10	-0,07	-0,04	0,00	0,05	0,11	0,17	0,25	0,34	0,45	0,61*	0	0,9
1,0	0	-0,13	-0,18	-0,20	-0,21	-0,22	-0,21	-0,20	-0,19	-0,16	-0,14	-0,10	-0,06	-0,01	0,05	0,11	0,20	0,29	0,41	0,58	1*	1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

$\bar{M}$ — $t = 0$ — tab. 5.2c

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	0	0,01	0,03	0,05	0,08	0,11	0,14	0,18	0,22	0,27	0,32	0,27	0,22	0,18	0,14	0,11	0,08	0,05	0,03	0,01	0	0,0
0,1	0	0,01	0,02	0,04	0,06	0,09	0,12	0,15	0,19	0,23	0,27	0,31	0,26	0,21	0,17	0,13	0,09	0,06	0,03	0,01	0	0,1
0,2	0	0,01	0,02	0,03	0,05	0,07	0,09	0,12	0,15	0,18	0,22	0,26	0,30	0,24	0,19	0,15	0,11	0,07	0,04	0,01	0	0,2
0,3	0	0,00	0,01	0,02	0,03	0,05	0,07	0,09	0,11	0,14	0,17	0,20	0,24	0,28	0,22	0,17	0,12	0,08	0,04	0,01	0	0,3
0,4	0	0,00	0,01	0,01	0,02	0,03	0,04	0,06	0,07	0,09	0,12	0,14	0,17	0,21	0,24	0,19	0,13	0,09	0,05	0,01	0	0,4
0,5	0	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,07	0,09	0,11	0,14	0,17	0,21	0,15	0,10	0,05	0,02	0	0,5
0,6	0	0,00	0,00	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	0,00	0,01	0,02	0,03	0,05	0,07	0,09	0,13	0,16	0,11	0,06	0,02	0	0,6
0,7	0	0,00	-0,01	-0,02	-0,02	-0,03	-0,03	-0,04	-0,04	-0,04	-0,03	-0,02	-0,01	0,00	0,02	0,05	0,08	0,12	0,06	0,02	0	0,7
0,8	0	-0,01	-0,01	-0,02	-0,04	-0,05	-0,06	-0,07	-0,07	-0,08	-0,08	-0,08	-0,08	-0,07	-0,05	-0,03	-0,01	-0,02	0,07	0,02	0	0,8
0,9	0	-0,01	-0,02	-0,03	-0,05	-0,07	-0,08	-0,10	-0,11	-0,12	-0,13	-0,14	-0,14	-0,14	-0,13	-0,11	-0,09	-0,06	-0,03	0,03	0	0,9
1,0	0	-0,01	-0,02	-0,04	-0,06	-0,09	-0,11	-0,13	-0,15	-0,17	-0,18	-0,19	-0,20	-0,20	-0,20	-0,20	-0,18	-0,16	-0,12	-0,07	0	1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

t = 1 $\bar{p}$

tab.5.3a

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	–	0,78	0,57	0,47	0,43	0,41	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,41	0,43	0,47	0,57	0,78	–	0,0
0,1	–	0,62	0,46	0,40	0,37	0,36	0,36	0,36	0,37	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43	0,46	0,49	0,56	0,69	1,04	–	-0,1
0,2	–	0,45	0,37	0,33	0,31	0,31	0,32	0,33	0,35	0,37	0,38	0,40	0,43	0,45	0,47	0,50	0,56	0,65	0,82	1,11	–	-0,2
0,3	–	0,30	0,26	0,25	0,25	0,27	0,28	0,30	0,32	0,35	0,37	0,40	0,43	0,47	0,50	0,55	0,63	0,73	0,93	1,29	–	-0,3
0,4	–	0,15	0,15	0,17	0,20	0,22	0,24	0,27	0,30	0,33	0,36	0,40	0,44	0,48	0,53	0,59	0,68	0,80	1,03	1,48	–	-0,4
0,5	–	0,00	0,05	0,09	0,14	0,17	0,21	0,24	0,27	0,31	0,35	0,39	0,44	0,49	0,56	0,63	0,74	0,89	1,16	1,66	–	-0,5
0,6	–	-0,15	-0,04	0,02	0,08	0,12	0,17	0,21	0,25	0,29	0,34	0,39	0,44	0,50	0,58	0,67	0,80	0,98	1,29	1,85	–	-0,6
0,7	–	-0,30	-0,15	-0,05	0,02	0,08	0,13	0,18	0,22	0,27	0,32	0,38	0,44	0,51	0,60	0,70	0,85	1,07	1,42	2,05	–	-0,7
0,8	–	-0,45	-0,25	-0,13	-0,04	0,03	0,09	0,15	0,20	0,25	0,31	0,37	0,44	0,52	0,63	0,74	0,90	1,14	1,54	2,25	–	-0,8
0,9	–	-0,59	-0,32	-0,20	-0,09	-0,01	0,05	0,11	0,17	0,23	0,30	0,36	0,44	0,53	0,63	0,77	0,95	1,22	1,64	2,46	–	-0,9
1,0	–	-0,73	-0,45	-0,27	-0,15	-0,06	0,02	0,08	0,15	0,21	0,28	0,36	0,44	0,54	0,65	0,80	1,00	1,30	1,79	2,66	–	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

\+

t = 1 $\bar{T}$

tab. 5.3b

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	0	0,10	0,16	0,22	0,26	0,30	0,34	0,38	0,42	0,46	0,50*	-0,46	-0,42	-0,38	-0,34	-0,30	-0,26	-0,22	-0,16	-0,10	0	0,0
0,1	0	0,08	0,13	0,17	0,21	0,25	0,28	0,32	0,35	0,39	0,43	0,47*	-0,49	-0,45	-0,40	-0,36	-0,31	-0,26	-0,20	-0,11	0	-0,1
0,2	0	0,05	0,09	0,13	0,16	0,19	0,22	0,25	0,29	0,33	0,36	0,40	0,45*	-0,51	-0,47	-0,42	-0,36	-0,30	-0,23	-0,14	0	-0,2
0,3	0	0,03	0,06	0,08	0,10	0,14	0,17	0,20	0,23	0,26	0,30	0,34	0,38	-0,42*	-0,53	-0,48	-0,42	-0,35	-0,27	-0,16	0	-0,3
0,4	0	0,02	0,03	0,05	0,07	0,09	0,11	0,14	0,16	0,20	0,23	0,27	0,31	0,36	0,41*	-0,54	-0,47	-0,40	-0,31	-0,19	0	-0,4
0,5	0	0,00	0,00	0,01	0,02	0,03	0,05	0,08	0,10	0,13	0,16	0,20	0,24	0,29	0,34	0,40*	0,53	-0,45	-0,35	-0,21	0	-0,5
0,6	0	-0,02	-0,03	-0,03	-0,03	-0,02	0,00	0,02	0,04	0,07	0,10	0,13	0,17	0,22	0,28	0,34	0,41*	-0,50	-0,39	-0,23	0	-0,6
0,7	0	-0,04	-0,06	-0,07	-0,07	-0,07	-0,06	-0,04	-0,02	0,00	0,03	0,07	0,11	0,16	0,21	0,28	0,35	0,45*	-0,42	-0,26	0	-0,7
0,8	0	-0,06	-0,09	-0,11	-0,12	-0,12	-0,11	-0,10	-0,08	-0,06	-0,03	0,00	0,04	0,09	0,15	0,21	0,30	0,40	0,53*	0,28	0	-0,8
0,9	0	-0,08	-0,12	-0,15	-0,17	-0,17	-0,17	-0,16	-0,14	-0,12	-0,10	-0,07	-0,02	0,02	0,08	0,15	0,24	0,34	0,49	0,69*	0	-0,9
1,0	0	-0,10	-0,15	-0,19	-0,21	-0,22	-0,22	-0,22	-0,21	-0,19	-0,16	-0,13	-0,09	-0,04	0,02	0,09	0,18	0,29	0,44	0,66	1*	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

t = 1 $\bar{M}$

tab.5.3c

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	0	0,01	0,02	0,04	0,06	0,09	0,12	0,16	0,20	0,24	0,29	0,24	0,20	0,16	0,12	0,09	0,06	0,04	0,02	0,01	0	0,0
0,1	0	0,00	0,01	0,03	0,05	0,07	0,10	0,13	0,16	0,20	0,24	0,29	0,23	0,19	0,15	0,11	0,07	0,04	0,02	0,01	0	-0,1
0,2	0	0,00	0,01	0,02	0,04	0,05	0,08	0,10	0,13	0,16	0,19	0,23	0,27	0,22	0,17	0,12	0,09	0,05	0,03	0,01	0	-0,2
0,3	0	0,00	0,01	0,01	0,02	0,04	0,05	0,07	0,09	0,11	0,14	0,17	0,21	0,25	0,19	0,14	0,10	0,06	0,03	0,01	0	-0,3
0,4	0	0,00	0,00	0,01	0,00	0,02	0,03	0,01	0,06	0,07	0,10	0,12	0,15	0,18	0,22	0,16	0,11	0,07	0,03	0,01	0	-0,4
0,5	0	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,00	0,01	0,01	0,02	0,03	0,05	0,07	0,09	0,12	0,15	0,18	0,13	0,08	0,04	0,01	0	-0,5
0,6	0	0,00	-0,01	-0,01	-0,02	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	0,00	0,00	0,01	0,03	0,05	0,07	0,11	0,14	0,09	0,04	0,01	0	-0,6
0,7	0	0,00	-0,01	-0,01	-0,02	-0,03	-0,03	-0,04	-0,04	-0,04	-0,04	-0,04	-0,04	-0,02	0,00	0,03	0,06	0,10	0,05	0,01	0	-0,7
0,8	0	0,00	-0,01	-0,02	-0,03	-0,04	-0,06	-0,07	-0,08	-0,08	-0,09	-0,09	-0,09	-0,08	-0,07	-0,05	-0,03	0,01	0,05	0,02	0	-0,8
0,9	0	0,00	-0,01	-0,03	-0,04	-0,06	-0,08	-0,09	-0,11	-0,12	-0,13	-0,14	-0,14	-0,15	-0,14	-0,13	-0,11	-0,08	-0,04	0,02	0	-0,9
1,0	0	0,00	-0,02	-0,03	-0,05	-0,08	-0,10	-0,12	-0,14	-0,16	-0,18	-0,20	-0,20	-0,21	-0,21	-0,21	-0,20	-0,17	-0,14	-0,08	0	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

t = 2 $\bar{p}$

tab.5.4a

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	–	0,71	0,51	0,45	0,43	0,42	0,42	0,43	0,43	0,44	0,45	0,44	0,43	0,43	0,42	0,42	0,43	0,45	0,51	0,71	–	0,0
0,1	–	0,55	0,42	0,38	0,37	0,37	0,38	0,39	0,41	0,43	0,44	0,45	0,46	0,46	0,46	0,47	0,50	0,55	0,65	0,87	–	-0,1
0,2	–	0,39	0,34	0,32	0,31	0,32	0,34	0,36	0,38	0,40	0,43	0,45	0,47	0,49	0,51	0,53	0,57	0,65	0,79	1,03	–	-0,2
0,3	–	0,25	0,24	0,24	0,25	0,27	0,30	0,32	0,35	0,38	0,41	0,44	0,48	0,51	0,54	0,57	0,63	0,72	0,90	1,22	–	-0,3
0,4	–	0,10	0,14	0,17	0,20	0,23	0,26	0,29	0,32	0,35	0,39	0,43	0,47	0,52	0,56	0,62	0,69	0,80	1,01	1,41	–	-0,4
0,5	–	-0,03	0,04	0,09	0,14	0,18	0,21	0,25	0,28	0,32	0,37	0,41	0,46	0,52	0,58	0,66	0,76	0,90	1,14	1,61	–	-0,5
0,6	–	-0,16	-0,06	0,01	0,07	0,12	0,17	0,21	0,25	0,29	0,34	0,39	0,45	0,52	0,59	0,69	0,81	0,99	1,29	1,83	–	-0,6
0,7	–	-0,29	-0,15	-0,05	0,02	0,07	0,12	0,17	0,22	0,26	0,32	0,37	0,44	0,51	0,60	0,71	0,86	1,08	1,43	2,05	–	-0,7
0,8	–	-0,42	-0,24	-0,12	-0,04	0,03	0,08	0,13	0,18	0,23	0,29	0,35	0,42	0,50	0,60	0,73	0,90	1,15	1,56	2,29	–	-0,8
0,9	–	-0,54	-0,33	-0,19	-0,09	-0,02	0,04	0,09	0,15	0,20	0,26	0,33	0,41	0,50	0,61	0,75	0,94	1,23	1,70	2,52	–	-0,9
1,0	–	-0,67	-0,42	-0,26	-0,15	-0,07	0,00	0,06	0,11	0,17	0,24	0,31	0,39	0,49	0,61	0,77	0,96	1,30	1,83	2,75	–	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

t·2 $\tilde{T}$ — tab.54b

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	0	0,09	0,15	0,20	0,24	0,28	0,33	0,37	0,41	0,45	0,50*	-0,45	-0,41	-0,37	-0,33	-0,28	-0,24	-0,20	-0,15	-0,09	0	0,0
0,1	0	0,07	0,12	0,15	0,19	0,23	0,27	0,30	0,34	0,39	0,43	0,47*	-0,48	-0,43	-0,39	-0,34	-0,29	-0,24	-0,18	-0,10	0	-0,1
0,2	0	0,04	0,08	0,11	0,14	0,17	0,21	0,24	0,28	0,32	0,36	0,40	0,45*	-0,50	-0,45	-0,40	-0,34	-0,28	-0,21	-0,12	0	-0,2
0,3	0	0,03	0,05	0,07	0,10	0,13	0,15	0,18	0,22	0,25	0,29	0,33	0,38	0,43*	-0,52	-0,46	-0,40	-0,33	-0,25	-0,15	0	-0,3
0,4	0	0,01	0,02	0,04	0,05	0,07	0,10	0,13	0,16	0,19	0,23	0,27	0,31	0,36	0,42*	-0,52	-0,46	-0,38	-0,30	-0,18	0	-0,4
0,5	0	-0,01	-0,01	-0,00	-0,01	0,03	0,05	0,07	0,10	0,13	0,16	0,20	0,24	0,29	0,39	0,41*	-0,52	-0,44	-0,34	-0,20	0	-0,5
0,6	0	-0,02	-0,03	-0,03	-0,03	-0,02	0,00	0,01	0,04	0,06	0,09	0,13	0,17	0,22	0,28	0,34	0,42*	-0,49	-0,38	-0,23	0	-0,6
0,7	0	-0,04	-0,06	-0,07	-0,07	-0,07	-0,06	-0,04	-0,02	0,00	0,03	0,06	0,11	0,15	0,21	0,27	0,35	0,45*	-0,43	-0,26	0	-0,7
0,8	0	-0,05	-0,09	-0,10	-0,11	-0,11	-0,11	-0,10	-0,08	0,06	-0,03	0,00	0,04	0,08	0,14	0,21	0,29	0,39	0,52*	-0,29	0	-0,8
0,9	0	-0,07	-0,11	-0,14	-0,15	-0,16	-0,16	-0,15	-0,14	-0,12	-0,10	-0,07	-0,03	0,01	0,07	0,14	0,22	0,33	0,47	0,68*	0	-0,9
1,0	0	-0,09	-0,14	-0,17	-0,19	-0,20	-0,21	-0,20	-0,20	-0,18	-0,16	-0,13	-0,10	-0,05	0,00	0,07	0,16	0,27	0,42	0,70	1*	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

t·2 $\tilde{M}$ — tab.54c

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	0	0,00	0,02	0,03	0,06	0,08	0,11	0,15	0,18	0,23	0,28	0,23	0,18	0,15	0,11	0,08	0,06	0,03	0,02	0,00	0	0,0
0,1	0	0,00	0,01	0,03	0,04	0,06	0,09	0,12	0,15	0,19	0,23	0,27	0,22	0,18	0,14	0,10	0,07	0,04	0,02	0,00	0	-0,1
0,2	0	0,00	0,01	0,02	0,03	0,05	0,07	0,09	0,11	0,14	0,18	0,22	0,26	0,21	0,16	0,12	0,08	0,05	0,02	0,01	0	-0,2
0,3	0	0,00	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08	0,10	0,13	0,16	0,20	0,24	0,19	0,14	0,09	0,06	0,03	0,01	0	-0,3
0,4	0	0,00	0,00	0,00	0,01	0,02	0,02	0,04	0,05	0,07	0,09	0,11	0,14	0,18	0,21	0,16	0,11	0,07	0,03	0,01	0	-0,4
0,5	0	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08	0,11	0,14	0,18	0,12	0,08	0,04	0,01	0	-0,5
0,6	0	0,00	0,00	0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	0,00	0,01	0,03	0,05	0,07	0,10	0,14	0,09	0,04	0,01	0	-0,6
0,7	0	0,00	-0,01	0,01	-0,02	-0,03	-0,03	-0,04	-0,04	-0,04	-0,04	-0,04	-0,03	-0,01	0,00	0,03	0,06	0,10	0,05	0,01	0	-0,7
0,8	0	0,00	-0,01	0,02	-0,03	-0,04	-0,05	-0,06	-0,07	-0,08	-0,08	-0,08	-0,08	-0,08	-0,07	-0,05	-0,02	-0,02	0,06	0,02	0	-0,8
0,9	0	0,00	-0,01	0,03	-0,04	-0,06	-0,07	-0,09	-0,10	-0,11	-0,12	-0,13	-0,14	-0,14	-0,13	-0,12	-0,11	-0,08	-0,04	0,02	0	-0,9
1,0	0	0,00	-0,02	0,03	-0,05	-0,07	-0,09	-0,11	-0,13	-0,15	-0,17	-0,18	-0,19	-0,20	-0,20	-0,20	-0,19	-0,17	-0,13	-0,08	0	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

t·3 $\bar{F}$ — tab.55a

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	–	0,64	0,47	0,42	0,42	0,43	0,44	0,46	0,47	0,49	0,50*	0,49	0,47	0,46	0,44	0,43	0,42	0,42	0,47	0,64	–	0,0
0,1	–	0,48	0,38	0,35	0,36	0,38	0,39	0,42	0,44	0,47	0,49	0,50	0,50	0,50	0,49	0,49	0,50	0,54	0,62	0,80	–	-0,1
0,2	–	0,33	0,31	0,30	0,31	0,33	0,35	0,38	0,41	0,44	0,47	0,50	0,52	0,53	0,54	0,55	0,58	0,65	0,81	0,96	–	-0,2
0,3	–	0,20	0,22	0,23	0,25	0,28	0,31	0,34	0,37	0,41	0,44	0,48	0,52	0,54	0,57	0,60	0,64	0,72	0,87	1,16	–	-0,3
0,4	–	0,08	0,11	0,15	0,19	0,22	0,26	0,29	0,33	0,37	0,41	0,45	0,50	0,54	0,59	0,64	0,69	0,78	0,97	1,37	–	-0,4
0,5	–	-0,04	0,02	0,07	0,13	0,17	0,21	0,25	0,29	0,33	0,38	0,43	0,48	0,54	0,60	0,67	0,76	0,89	1,12	1,58	–	-0,5
0,6	–	-0,16	-0,06	0,01	0,07	0,12	0,16	0,21	0,25	0,29	0,34	0,40	0,46	0,53	0,61	0,70	0,82	1,00	1,28	1,81	–	-0,6
0,7	–	-0,28	-0,14	-0,05	0,02	0,07	0,12	0,16	0,21	0,26	0,31	0,37	0,43	0,51	0,60	0,72	0,87	1,09	1,44	2,05	–	-0,7
0,8	–	-0,39	-0,22	-0,11	-0,04	0,02	0,07	0,12	0,17	0,22	0,27	0,33	0,40	0,49	0,59	0,72	0,90	1,16	1,58	2,31	–	-0,8
0,9	–	-0,50	-0,30	-0,18	-0,09	-0,03	0,03	0,08	0,12	0,18	0,23	0,30	0,38	0,47	0,58	0,73	0,93	1,23	1,72	2,57	–	-0,9
1,0	–	-0,61	-0,39	-0,24	-0,15	-0,08	-0,02	0,03	0,08	0,14	0,20	0,27	0,35	0,45	0,58	0,74	0,97	1,31	1,86	2,83	–	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	00	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

t·3 $\bar{T}$ — tab.5.5b

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	0	0,09	0,14	0,18	0,22	0,27	0,31	0,36	0,40	0,45	0,50*	-0,45	-0,40	-0,36	-0,31	-0,27	-0,22	-0,18	-0,14	-0,09	0	0,0
0,1	0	0,06	0,10	0,14	0,17	0,21	0,25	0,29	0,33	0,38	0,43	0,48*	-0,47	-0,42	-0,37	-0,32	-0,27	-0,20	-0,17	-0,10	0	-0,1
0,2	0	0,03	0,07	0,10	0,13	0,16	0,19	0,23	0,27	0,31	0,36	0,41	0,46*	-0,49	-0,44	-0,38	-0,33	-0,26	-0,19	-0,11	0	-0,2
0,3	0	0,02	0,04	0,06	0,09	0,11	0,14	0,17	0,21	0,25	0,29	0,34	0,39	0,44*	-0,50	-0,45	-0,39	-0,32	-0,24	-0,14	0	-0,3
0,4	0	0,01	0,02	0,03	0,05	0,07	0,09	0,12	0,15	0,18	0,22	0,27	0,31	0,37	0,42*	-0,51	-0,45	-0,37	-0,29	-0,17	0	-0,4
0,5	0	-0,01	-0,01	0,00	0,01	0,02	0,04	0,06	0,09	0,12	0,16	0,20	0,24	0,29	0,35	0,41*	-0,51	-0,43	-0,33	-0,20	0	-0,5
0,6	0	-0,02	-0,03	-0,03	-0,03	-0,02	-0,01	0,01	0,03	0,02	0,09	0,13	0,17	0,22	0,28	0,34	0,42*	-0,49	-0,38	-0,23	0	-0,6
0,7	0	-0,04	-0,06	-0,07	-0,07	-0,06	-0,05	-0,04	-0,02	0,00	0,03	0,06	0,10	0,15	0,20	0,27	0,35	0,45*	-0,43	-0,26	0	-0,7
0,8	0	-0,05	-0,08	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,09	-0,08	-0,06	-0,03	-0,00	0,03	0,08	0,13	0,20	0,28	0,38	0,52*	-0,29	0	-0,8
0,9	0	-0,06	-0,10	-0,13	-0,14	-0,15	-0,15	-0,14	-0,13	-0,12	-0,09	-0,07	-0,03	0,01	0,06	0,13	0,21	0,32	0,46	0,67*	0	-0,9
1,0	0	-0,08	-0,13	-0,17	-0,18	-0,19	-0,19	-0,19	-0,19	-0,17	-0,16	-0,13	-0,10	-0,06	-0,01	0,05	0,14	0,24	0,41	0,64	1*	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

t=3 · $\overline{M}$ tab.5.5c

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	0	0,01	0,02	0,03	0,05	0,08	0,11	0,14	0,18	0,22	0,27	0,22	0,18	0,14	0,11	0,08	0,05	0,03	0,02	0,00	0	0,0
0,1	0	0,00	0,01	0,02	0,04	0,06	0,08	0,11	0,14	0,18	0,22	0,26	0,21	0,17	0,13	0,09	0,06	0,04	0,02	0,00	0	-0,1
0,2	0	0,00	0,01	0,01	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,13	0,17	0,20	0,25	0,20	0,15	0,11	0,07	0,04	0,02	0,01	0	-0,2
0,3	0	0,00	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,07	0,10	0,12	0,15	0,19	0,23	0,18	0,13	0,06	0,05	0,03	0,01	0	-0,3
0,4	0	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08	0,11	0,14	0,17	0,21	0,15	0,11	0,07	0,03	0,01	0	-0,4
0,5	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08	0,11	0,14	0,18	0,12	0,08	0,04	0,01	0	-0,5
0,6	0	0,00	0,00	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	0,00	0,01	0,03	0,05	0,07	0,10	0,14	0,09	0,04	0,01	0	-0,6
0,7	0	0,00	-0,01	-0,01	-0,02	-0,03	-0,03	-0,04	-0,04	-0,04	-0,04	-0,03	-0,03	-0,01	0,00	0,03	0,06	0,10	0,05	0,01	0	-0,7
0,8	0	0,00	-0,01	-0,02	-0,03	-0,04	-0,05	-0,06	-0,04	-0,07	-0,08	-0,08	-0,08	-0,07	-0,06	-0,05	-0,02	0,01	0,05	0,02	0	-0,8
0,9	0	0,00	-0,01	0,02	-0,04	-0,05	-0,07	-0,08	-0,09	-0,11	-0,12	-0,12	-0,13	-0,13	-0,13	-0,12	-0,10	-0,08	-0,04	0,02	0	-0,9
1,0	0	0,00	-0,01	-0,03	-0,05	-0,06	-0,08	-0,10	-0,12	-0,14	-0,16	-0,17	-0,18	-0,19	-0,19	-0,19	-0,18	-0,16	-0,13	-0,08	0	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

t=5 $\overline{p}$ tab. 5.6a

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	–	0,53	0,38	0,38	0,41	0,44	0,47	0,51	0,54	0,57	0,58	0,57	0,54	0,51	0,47	0,44	0,41	0,38	0,38	0,53	–	0,0
0,1	–	0,38	0,31	0,32	0,35	0,39	0,42	0,46	0,50	0,54	0,57	0,58	0,58	0,56	0,53	0,51	0,50	0,51	0,56	0,68	–	-0,1
0,2	–	0,24	0,27	0,29	0,30	0,33	0,37	0,41	0,45	0,49	0,54	0,57	0,59	0,60	0,59	0,58	0,59	0,65	0,74	0,85	–	-0,2
0,3	–	0,13	0,19	0,22	0,24	0,28	0,32	0,36	0,40	0,45	0,49	0,54	0,58	0,61	0,62	0,63	0,65	0,71	0,84	1,05	–	-0,3
0,4	–	0,03	0,08	0,13	0,18	0,22	0,26	0,31	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,64	0,68	0,71	0,76	0,91	1,28	–	-0,4
0,5	–	-0,07	-0,01	0,06	0,12	0,17	0,21	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,51	0,58	0,64	0,71	0,78	0,89	1,08	1,51	–	-0,5
0,6	–	-0,16	-0,07	0,00	0,06	0,11	0,16	0,20	0,25	0,29	0,35	0,40	0,47	0,54	0,63	0,73	0,85	1,02	1,28	1,76	–	-0,6
0,7	–	-0,25	-0,13	-0,05	0,01	0,06	0,11	0,15	0,19	0,24	0,29	0,35	0,42	0,51	0,60	0,73	0,88	1,11	1,45	2,05	–	-0,7
0,8	–	-0,34	-0,20	-0,10	-0,04	0,01	0,06	0,10	0,14	0,19	0,24	0,30	0,37	0,46	0,57	0,71	0,90	1,17	1,61	2,36	–	-0,8
0,9	–	-0,42	-0,27	-0,16	-0,09	-0,04	0,01	0,05	0,09	0,13	0,19	0,25	0,33	0,42	0,54	0,70	0,92	1,24	1,76	2,67	–	-0,9
1,0	--	-0,51	-0,33	-0,22	-0,14	-0,09	-0,04	0,00	0,04	0,08	0,13	0,20	0,28	0,38	0,52	0,69	0,94	1,31	1,91	2,97	–	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

t=5 $\overline{T}$ tab. 5.6b

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	0	0,05	0,12	0,16	0,20	0,24	0,28	0,33	0,39	0,44	0,50*	0,44	-0,39	-0,33	-0,28	-0,24	-0,20	-0,16	-0,12	-0,05	0	0,0
0,1	0	0,05	0,08	0,11	0,15	0,18	0,22	0,27	0,32	0,37	0,42	0,48*	-0,46	-0,40	-0,35	-0,30	-0,24	-0,19	-0,14	-0,09	0	-0,1
0,2	0	0,02	0,05	0,07	0,10	0,14	0,17	0,21	0,25	0,30	0,35	0,41	0,47*	-0,47	-0,41	-0,36	-0,30	-0,24	-0,17	-0,09	0	-0,2
0,3	0	0,01	0,02	0,04	0,07	0,09	0,12	0,16	0,19	0,24	0,28	0,34	0,39	0,45*	-0,49	-0,42	-0,36	-0,29	-0,21	-0,12	0	-0,3
0,4	0	0,00	0,01	0,02	0,03	0,05	0,08	0,11	0,14	0,18	0,22	0,27	0,32	0,38	0,44*	-0,50	-0,43	-0,35	-0,27	-0,16	0	-0,4
0,5	0	-0,01	-0,01	-0,01	0,00	0,01	0,03	0,06	0,08	0,11	0,15	0,19	0,24	0,30	0,36	0,43*	-0,50	-0,42	-0,32	-0,19	0	-0,5
0,6	0	-0,02	-0,03	-0,04	-0,03	-0,02	-0,01	0,01	0,03	0,06	0,09	0,13	0,17	0,22	0,28	0,35	0,43*	-0,48	-0,37	-0,22	0	-0,6
0,7	0	-0,03	-0,05	-0,06	-0,06	-0,06	-0,05	-0,04	-0,02	0,00	0,03	0,06	0,10	0,14	0,20	0,27	0,35	0,4[illegible]*	-0,43	-0,26	0	-0,7
0,8	0	-0,06	-0,07	-0,09	-0,09	-0,09	-0,09	-0,08	-0,07	-0,05	-0,03	0,00	0,02	0,07	0,12	0,19	0,27	0,37	0,51*	-0,30	0	-0,8
0,9	0	-0,05	-0,09	-0,11	-0,12	-0,13	-0,13	-0,13	-0,12	-0,11	-0,09	-0,07	-0,04	0,00	0,04	0,11	0,19	0,29	0,44	0,66*	0	-0,9
1,0	0	-0,05	-0,11	-0,13	-0,15	-0,16	-0,17	-0,17	-0,17	-0,16	-0,15	-0,14	-0,11	-0,08	-0,03	-0,03	-0,11	0,22	0,38	0,62	1,0*	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

t=5 $\overline{M}$ tab. 5.6c

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	0	0,00	0,01	0,03	0,05	0,07	0,09	0,12	0,16	0,20	0,25	0,20	0,16	0,12	0,09	0,07	0,05	0,03	0,01	0,00	0	0,0
0,1	0	0,00	0,01	0,02	0,03	0,05	0,07	0,09	0,12	0,16	0,20	0,24	0,19	0,15	0,11	0,08	0,05	0,03	0,02	0,00	0	-0,1
0,2	0	0,00	0,00	0,01	0,02	0,03	0,05	0,06	0,02	0,12	0,15	0,19	0,23	0,18	0,13	0,10	0,06	0,04	0,02	0,00	0	-0,2
0,3	0	0,00	0,00	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08	0,11	0,14	0,17	0,22	0,16	0,12	0,08	0,05	0,02	0,01	0	-0,3
0,4	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,02	0,04	0,05	0,07	0,10	0,12	0,16	0,20	0,15	0,10	0,06	0,03	0,01	0	-0,4
0,5	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,02	0,03	0,05	0,07	0,10	0,13	0,17	0,12	0,07	0,04	0,01	0	-0,5
0,6	0	0,00	0,00	0,01	-0,01	-0,01	-0,02	-0,02	-0,01	-0,01	0,00	0,01	0,02	0,04	0,07	0,10	0,14	0,08	0,04	0,01	0	-0,6
0,7	0	0,00	-0,01	-0,01	-0,02	-0,02	-0,03	-0,03	-0,04	-0,04	-0,04	-0,03	-0,02	-0,01	0,00	0,03	0,06	0,10	0,05	0,01	0	-0,7
0,8	0	0,00	-0,01	-0,02	-0,02	-0,03	-0,04	-0,05	-0,06	-0,07	-0,07	-0,07	-0,07	-0,07	-0,06	-0,04	-0,02	0,01	0,06	0,02	0	-0,8
0,9	0	0,00	-0,01	-0,02	-0,03	-0,04	-0,06	-0,07	-0,08	-0,09	-0,10	-0,11	-0,12	-0,12	-0,12	-0,11	-0,10	-0,07	-0,04	0,02	0	-0,9
1,0	0	0,00	-0,01	-0,02	-0,04	-0,05	-0,07	-0,08	-0,10	-0,12	-0,14	-0,15	-0,16	-0,17	-0,18	-0,18	-0,17	-0,16	-0,13	-0,08	0	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

t = 7 $\bar{p}$ tab. 5.7a

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	–	0,44	0,30	0,34	0,40	0,46	0,50	0,55	0,60	0,64	0,65	0,64	0,60	0,55	0,50	0,46	0,40	0,34	0,30	0,44	–	0,0
0,1	–	0,30	0,25	0,29	0,34	0,39	0,44	0,49	0,56	0,59	0,63	0,65	0,66	0,61	0,57	0,53	0,50	0,50	0,51	0,58	–	-0,1
0,2	–	0,17	0,25	0,27	0,30	0,34	0,39	0,44	0,49	0,54	0,59	0,63	0,66	0,66	0,63	0,60	0,60	0,65	0,73	0,75	–	-0,2
0,3	–	0,07	0,17	0,21	0,24	0,28	0,33	0,38	0,43	0,48	0,54	0,59	0,64	0,67	0,67	0,67	0,67	0,71	0,80	0,96	–	-0,3
0,4	–	-0,01	0,06	0,12	0,17	0,22	0,27	0,32	0,37	0,42	0,48	0,53	0,59	0,65	0,69	0,71	0,72	0,75	0,86	1,20	–	-0,4
0,5	–	-0,08	-0,03	0,04	0,11	0,16	0,21	0,25	0,30	0,36	0,41	0,47	0,54	0,61	0,68	0,74	0,81	0,89	1,05	1,45	–	-0,5
0,6	–	-0,16	-0,08	-0,01	0,05	0,10	0,15	0,19	0,24	0,29	0,35	0,41	0,48	0,56	0,65	0,75	0,87	1,03	1,28	1,72	–	-0,6
0,7	–	-0,24	-0,12	-0,05	0,01	0,06	0,10	0,14	0,18	0,23	0,28	0,34	0,42	0,50	0,61	0,74	0,90	1,12	1,47	2,05	–	-0,7
0,8	–	-0,30	-0,18	-0,10	-0,04	0,01	0,04	0,08	0,12	0,16	0,22	0,28	0,35	0,45	0,56	0,71	0,90	1,19	1,63	2,40	–	-0,8
0,9	–	-0,37	-0,23	-0,15	-0,09	-0,04	-0,01	0,02	0,06	0,10	0,15	0,21	0,29	0,39	0,51	0,68	0,91	1,25	1,79	2,75	–	-0,9
1,0	–	-0,43	-0,29	-0,20	-0,14	-0,10	-0,06	-0,03	0,00	0,04	0,08	0,14	0,22	0,33	0,46	0,65	0,91	1,31	1,96	3,09	–	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

+

t = 7 $\bar{T}$ tab. 5.7b

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	0	0,07	0,10	0,13	0,17	0,22	0,26	0,32	0,37	0,43	0,50*	-0,43	-0,37	-0,32	-0,26	-0,22	-0,17	-0,13	-0,10	-0,07	0	0,0
0,1	0	0,05	0,07	0,10	0,13	0,16	0,20	0,25	0,30	0,36	0,42	0,49*	-0,45	-0,39	-0,33	-0,27	-0,22	-0,17	-0,12	-0,07	0	-0,1
0,2	0	0,01	0,02	0,06	0,08	0,12	0,15	0,19	0,24	0,29	0,35	0,41	0,47*	-0,46	-0,40	-0,33	-0,27	-0,21	-0,13	-0,07	0	-0,2
0,3	0	0,00	0,01	0,03	0,05	0,08	0,11	0,14	0,18	0,23	0,28	0,33	0,40	0,46*	-0,47	-0,40	-0,34	-0,27	-0,19	-0,11	0	-0,3
0,4	0	0,00	0,00	0,01	0,03	0,04	0,07	0,09	0,13	0,17	0,21	0,26	0,32	0,38	0,45*	-0,48	-0,40	-0,34	-0,26	-0,16	0	-0,4
0,5	0	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	0,01	0,02	0,05	0,08	0,11	0,15	0,19	0,24	0,30	0,36	0,44*	-0,49	-0,40	-0,31	-0,18	0	-0,5
0,6	0	-0,02	-0,04	-0,04	-0,03	-0,03	-0,01	0,00	0,03	0,05	0,08	0,12	0,17	0,22	0,28	0,35	0,43*	-0,47	-0,36	-0,21	0	-0,6
0,7	0	-0,03	-0,05	-0,06	-0,06	-0,06	-0,05	-0,04	-0,02	0,00	0,02	0,06	0,09	0,14	0,20	0,26	0,34	0,45*	-0,43	-0,25	0	-0,7
0,8	0	-0,03	-0,06	-0,08	-0,08	-0,08	-0,08	-0,08	-0,07	-0,05	-0,03	-0,01	0,02	0,06	0,11	0,18	0,26	0,36	0,50*	-0,30	0	-0,8
0,9	0	-0,04	-0,07	-0,09	-0,11	-0,11	-0,11	-0,11	-0,11	-0,10	-0,09	-0,07	-0,05	-0,01	0,03	0,09	0,17	0,27	0,43	0,65*	0	-0,9
1,0	0	-0,05	-0,09	-0,11	-0,13	-0,14	-0,15	-0,15	-0,16	-0,15	-0,15	-0,14	-0,12	-0,09	-0,05	0,01	0,08	0,19	0,35	0,60	1,0*	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

t = 7 $\bar{M}$ tab. 5.7c

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	0	0,00	0,01	0,03	0,04	0,06	0,08	0,11	0,15	0,19	0,23	0,19	0,15	0,11	0,08	0,06	0,04	0,03	0,01	0,00	0	0,0
0,1	0	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08	0,11	0,14	0,18	0,23	0,18	0,14	0,10	0,07	0,05	0,03	0,01	0,00	0	-0,1
0,2	0	0,00	0,00	0,01	0,01	0,02	0,04	0,05	0,07	0,10	0,13	0,17	0,21	0,17	0,12	0,09	0,06	0,03	0,01	0,00	0	-0,2
0,3	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,02	0,03	0,05	0,07	0,09	0,13	0,16	0,20	0,15	0,11	0,07	0,04	0,02	0,00	0	-0,3
0,4	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,06	0,09	0,12	0,15	0,19	0,14	0,10	0,06	0,03	0,01	0	-0,4
0,5	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,02	0,03	0,05	0,07	0,09	0,13	0,17	0,11	0,07	0,03	0,01	0	-0,5
0,6	0	0,00	0,00	-0,01	-0,01	-0,01	-0,02	-0,02	-0,01	-0,01	0,00	0,01	0,02	0,04	0,06	0,10	0,13	0,08	0,04	0,01	0	-0,6
0,7	0	0,00	-0,01	-0,01	-0,02	-0,02	-0,03	-0,03	-0,03	-0,04	-0,03	-0,03	-0,02	-0,01	0,00	0,03	0,06	0,10	0,05	0,01	0	-0,7
0,8	0	0,00	-0,01	-0,01	-0,02	-0,03	-0,04	-0,05	-0,05	-0,06	-0,06	-0,07	-0,06	-0,06	-0,05	-0,04	-0,02	0,01	0,06	0,02	0	-0,8
0,9	0	0,00	-0,01	-0,02	-0,03	-0,04	-0,05	-0,06	-0,07	-0,08	-0,09	-0,10	-0,11	-0,11	-0,11	-0,10	-0,09	-0,07	-0,03	0,02	0	-0,9
1,0	0	0,00	-0,01	-0,02	-0,03	-0,05	-0,06	-0,07	-0,09	-0,11	-0,12	-0,13	-0,15	-0,16	-0,17	-0,17	-0,16	-0,15	-0,12	-0,08	0	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

t = 10 $\bar{p}$ tabelul 5.8a

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	–	0,34	0,21	0,29	0,39	0,47	0,53	0,60	0,66	0,72	0,74	0,72	0,66	0,60	0,53	0,47	0,39	0,29	0,21	0,34	–	0,0
0,1	–	0,21	0,17	0,24	0,33	0,40	0,46	0,53	0,60	0,66	0,71	0,73	0,72	0,67	0,61	0,55	0,51	0,48	0,46	0,47	–	-0,1
0,2	–	0,09	0,22	0,26	0,29	0,33	0,39	0,46	0,52	0,59	0,65	0,71	0,74	0,73	0,69	0,65	0,62	[illegible]	0,72	0,64	–	-0,2
0,3	–	0,01	0,15	0,20	0,23	0,28	0,33	0,39	0,45	0,51	0,58	0,65	0,71	0,74	0,74	0,71	0,69	0,70	0,77	0,86	–	-0,3
0,4	–	-0,05	0,03	0,10	0,16	0,21	0,27	0,32	0,38	0,44	0,51	0,58	0,65	0,71	0,75	0,76	0,74	0,73	0,79	1,11	–	-0,4
0,5	–	-0,11	-0,08	0,02	0,09	0,15	0,20	0,25	0,31	0,37	0,43	0,50	0,57	0,65	0,73	0,79	0,84	0,89	0,98	1,37	–	-0,5
0,6	–	-0,15	-0,09	-0,02	0,04	0,09	0,14	0,18	0,23	0,29	0,35	0,42	0,50	0,58	0,68	0,79	0,91	1,06	1,27	1,68	–	-0,6
0,7	–	-0,22	-0,11	-0,04	0,01	0,05	0,08	0,12	0,16	0,21	0,27	0,33	0,41	0,50	0,62	0,75	0,92	1,15	1,49	2,04	–	-0,7
0,8	–	-0,26	-0,16	-0,09	-0,04	0,00	0,03	0,06	0,10	0,14	0,19	0,25	0,32	0,42	0,54	0,70	0,91	1,20	1,66	2,44	–	-0,8
0,9	–	-0,28	-0,21	-0,15	-0,10	-0,06	-0,03	0,00	0,03	0,06	0,11	0,16	0,24	0,34	0,46	0,63	0,87	1,24	1,83	2,86	–	-0,9
1,0	–	-0,34	-0,24	-0,17	-0,13	-0,10	-0,08	-0,06	-0,04	-0,01	0,03	0,08	0,15	0,26	0,39	0,59	0,87	1,30	2,01	3,24	–	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

+ t·10 $\bar{T}$ tabel 5.8 b

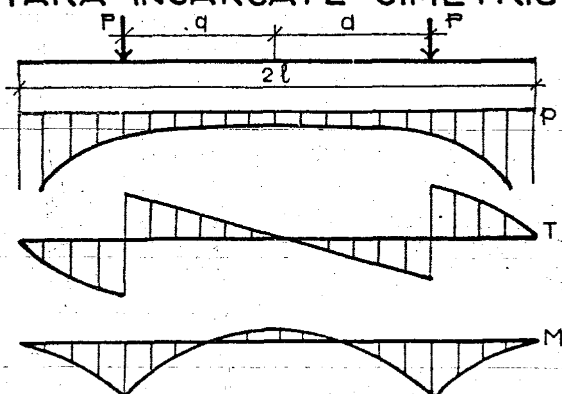
α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	0	0,06	0,09	0,11	0,14	0,19	0,24	0,29	0,36	0,43	0,50*	-0,43	-0,36	-0,29	-0,24	-0,19	-0,14	-0,11	-0,09	-0,06	0	0,0
0,1	0	0,03	0,05	0,07	0,10	0,14	0,18	0,23	0,28	0,35	0,42	0,49*	-0,44	-0,37	-0,30	-0,24	-0,19	-0,14	-0,10	-0,05	0	-0,1
0,2	0	-0,01	0,01	0,04	0,06	0,09	0,13	0,17	0,22	0,28	0,34	0,41	0,48*	-0,45	-0,37	-0,31	-0,25	-0,18	-0,11	-0,04	0	-0,2
0,3	0	-0,02	-0,01	0,01	0,03	0,05	0,09	0,12	0,17	0,21	0,27	0,33	0,40	0,47*	-0,45	-0,38	-0,31	-0,24	-0,17	-0,09	0	-0,3
0,4	0	-0,01	-0,01	0,00	0,01	0,03	0,05	0,08	0,12	0,16	0,21	0,26	0,32	0,39	0,46*	-0,46	-0,39	-0,31	-0,24	-0,15	0	-0,4
0,5	0	-0,01	-0,02	-0,02	-0,01	0,00	0,02	0,04	0,07	0,10	0,14	0,19	0,24	0,30	0,37	0,45*	-0,47	-0,39	-0,29	-0,18	0	-0,5
0,6	0	-0,02	-0,03	-0,04	-0,04	-0,03	-0,02	0,00	0,02	0,05	0,08	0,12	0,16	0,21	0,28	0,35	0,44*	-0,46	-0,35	-0,20	0	-0,6
0,7	0	-0,03	-0,05	-0,05	-0,05	-0,05	-0,04	-0,03	-0,02	0,00	0,02	0,05	0,09	0,13	0,19	0,26	0,34	0,45*	-0,42	-0,25	0	-0,7
0,8	0	-0,03	-0,05	-0,05	-0,07	-0,07	-0,07	-0,07	-0,06	-0,05	-0,03	-0,01	0,02	0,05	0,10	0,16	0,24	0,36	0,49*	-0,31	0	-0,8
0,9	0	-0,03	-0,06	-0,07	-0,09	-0,09	-0,10	-0,10	-0,10	-0,09	-0,09	-0,07	-0,05	-0,02	0,01	0,07	0,14	0,25	0,40	0,63*	0	-0,9
1,0	0	-0,04	-0,07	-0,09	-0,10	-0,12	-0,13	-0,13	-0,14	-0,14	-0,14	-0,13	-0,12	-0,10	-0,07	-0,02	0,05	0,16	0,32	0,58	1,0*	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-1,0	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

- 148 -

t·10 $\bar{M}$ tabel 5.8c

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	0	0,00	0,01	0,02	0,03	0,05	0,07	0,10	0,13	0,17	0,22	0,17	0,13	0,10	0,07	0,05	0,03	0,02	0,01	0,00	0	0,0
0,1	0	0,00	0,01	0,01	0,02	0,03	0,05	0,07	0,09	0,13	0,16	0,21	0,16	0,12	0,09	0,06	0,04	0,02	0,01	0,00	0	-0,1
0,2	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,02	0,04	0,06	0,08	0,11	0,15	0,20	0,15	0,11	0,07	0,04	0,02	0,01	0,00	0	-0,2
0,3	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,02	0,04	0,06	0,08	0,11	0,15	0,19	0,14	0,10	0,06	0,04	0,02	0,00	0	-0,3
0,4	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,02	0,03	0,05	0,08	0,10	0,14	0,18	0,13	0,09	0,05	0,03	0,00	0	-0,4
0,5	0	0,00	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,02	0,04	0,06	0,09	0,12	0,16	0,11	0,07	0,03	0,01	0	-0,5
0,6	0	0,00	0,00	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,02	-0,01	-0,01	-0,01	0,00	0,02	0,04	0,07	0,09	0,13	0,08	0,04	0,01	0	-0,6
0,7	0	0,00	-0,01	-0,01	-0,02	-0,02	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	-0,02	-0,01	0,00	0,03	0,06	0,10	0,05	0,01	0	-0,7
0,8	0	0,00	-0,01	-0,01	-0,02	-0,03	-0,03	-0,04	-0,05	-0,05	-0,06	-0,06	-0,06	-0,05	-0,05	-0,03	-0,01	0,02	0,06	0,02	0	-0,8
0,9	0	0,00	-0,01	-0,01	-0,02	-0,03	-0,04	-0,05	-0,06	-0,07	-0,08	-0,09	-0,09	-0,10	-0,10	-0,09	-0,08	-0,06	-0,03	0,02	0	-0,9
1,0	0	0,00	-0,01	-0,02	-0,03	-0,04	-0,05	-0,06	-0,07	-0,09	-0,10	-0,12	-0,13	-0,14	-0,15	-0,16	-0,15	-0,14	-0,12	-0,08	0	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

TABELE PENTRU FÎŞIILE DE LUNGIME FINITĂ, DE LĂŢIME UNITARĂ ÎNCĂRCATE SIMETRIC CU DOUĂ FORŢE CONCENTRATE



Formule de calcul

$p = \bar{p}\,\frac{P}{b'\ell}$ [kN/m²]

$T = \pm \bar{T} P$ [kN]

$M = \bar{M} \ell P$ [kNm]

$b' = 1{,}0$ m ; $\alpha = \frac{a}{\ell}$

- 149 -

NOTĂ: Semnul (+) din relaţia forţei tăietoare corespunde jumătăţii din dreapta a fîşiei.

tab. 5.9 a t = 0, $\bar{p}$

ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\bar{p}$	0,64	0,64	0,65	0,67	0,70	0,74	0,80	0,89	1,06	1,46	∞

tab. 5.9 b t = 0, $\bar{T}$ pentru secţiunile situate între punctele de aplicaţie ale forţelor *

ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\bar{T}$	0	0,06	0,13	0,19	0,26	0,33	0,41	0,49	0,59	0,71	1

* pentru secţiunile situate dincolo de punctele de aplicaţie ale forţelor, la valoarea dată în tabel se va adăuga -1.

$t = 0\ \bar{M}$ tab 5.9c

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	0,64	0,54	0,45	0,37	0,29	0,22	0,16	0,10	0,05	0,02	0
0,1	0,54	0,54	0,45	0,37	0,29	0,22	0,16	0,10	0,05	0,02	0
0,2	0,44	0,44	0,45	0,37	0,29	0,22	0,16	0,10	0,05	0,02	0
0,3	0,34	0,34	0,35	0,37	0,29	0,22	0,16	0,10	0,05	0,02	0
0,4	0,24	0,24	0,25	0,27	0,29	0,22	0,16	0,10	0,05	0,02	0
0,5	0,14	0,14	0,15	0,17	0,19	0,22	0,16	0,10	0,05	0,02	0
0,6	0,04	0,04	0,05	0,07	0,09	0,12	0,16	0,10	0,05	0,02	0
0,7	-0,06	-0,06	-0,05	-0,03	-0,01	-0,02	0,06	0,10	0,05	0,02	0
0,8	-0,16	-0,16	-0,15	-0,13	-0,11	-0,08	-0,04	0,00	0,05	0,02	0
0,9	-0,26	-0,26	-0,25	-0,23	-0,21	-0,18	-0,14	-0,10	-0,05	0,02	0
1,0	-0,36	-0,36	-0,35	-0,33	-0,31	-0,28	-0,24	-0,20	-0,15	-0,08	0

$t = 1,\ \bar{p}$ tab. 5.10a

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	0,78	0,78	0,78	0,78	0,79	0,82	0,87	0,96	1,15	1,66	–
0,2	0,77	0,77	0,77	0,78	0,79	0,82	0,87	0,98	1,18	1,57	–
0,3	0,75	0,75	0,76	0,77	0,79	0,82	0,87	0,98	1,19	1,59	–
0,4	0,73	0,73	0,74	0,75	0,78	0,81	0,87	0,98	1,19	1,63	–
0,5	0,70	0,70	0,71	0,73	0,76	0,81	0,87	0,99	1,21	1,66	–
0,6	0,67	0,68	0,69	0,71	0,75	0,80	0,88	1,00	1,25	1,70	–
0,7	0,65	0,65	0,67	0,69	0,73	0,78	0,87	1,01	1,27	1,75	–
0,8	0,62	0,62	0,64	0,67	0,71	0,77	0,86	1,02	1,29	1,81	–
0,9	0,59	0,60	0,51	0,64	0,69	0,76	0,86	1,02	1,31	1,86	–
1,0	0,56	0,57	0,59	0,62	0,67	0,74	0,85	1,03	1,34	1,93	–

$t = 1,\ \bar{T}$ tab. 5.10b

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	0	0,08*	-0,84	-0,77	-0,69	-0,62	-0,52	-0,43	-0,33	-0,18	0
0,2	0	0,08	0,15*	-0,77	-0,69	-0,61	-0,52	-0,43	-0,33	-0,19	0
0,3	0	0,07	0,15	0,23*	-0,69	-0,61	-0,53	-0,44	-0,33	-0,19	0
0,4	0	0,07	0,15	0,22	0,30*	-0,62	-0,54	-0,45	-0,34	-0,20	0
0,5	0	0,07	0,14	0,21	0,29	0,37*	-0,55	-0,46	-0,35	-0,21	0
0,6	0	0,07	0,14	0,21	0,28	0,36	0,44*	-0,47	-0,36	-0,21	0
0,7	0	0,06	0,13	0,20	0,27	0,34	0,42	0,52*	-0,37	-0,22	0
0,8	0	0,06	0,13	0,19	0,26	0,33	0,41	0,51	0,62*	-0,22	0
0,9	0	0,06	0,12	0,18	0,25	0,32	0,40	0,49	0,61	0,77*	0
1,0	0	0,06	0,11	0,17	0,24	0,31	0,39	0,48	0,60	0,76	1*

$t = 1,\ \bar{M}$ tab 5.10c

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	0,58	0,49	0,40	0,32	0,25	0,18	0,12	0,08	0,04	0,01	0
0,1	0,48	0,49	0,40	0,32	0,24	0,18	0,12	0,08	0,04	0,01	0
0,2	0,38	0,38	0,40	0,32	0,25	0,18	0,12	0,08	0,04	0,01	0
0,3	0,29	0,29	0,30	0,32	0,25	0,18	0,12	0,08	0,04	0,01	0
0,4	0,19	0,20	0,21	0,23	0,25	0,18	0,13	0,08	0,04	0,01	0
0,5	0,10	0,10	0,11	0,13	0,16	0,19	0,13	0,08	0,04	0,01	0
0,6	0,01	0,01	0,02	0,04	0,06	0,09	0,13	0,08	0,04	0,01	0
0,7	-0,09	-0,08	-0,07	-0,06	-0,03	0,00	0,04	0,08	0,04	0,01	0
0,8	-0,18	-0,17	-0,17	-0,15	-0,13	-0,10	-0,06	-0,01	0,04	0,01	0
0,9	-0,27	-0,26	-0,26	-0,24	-0,22	-0,19	-0,16	-0,11	-0,06	0,01	0
1,0	-0,36	-0,36	-0,36	-0,33	-0,31	-0,29	-0,25	-0,21	-0,15	-0,09	0

$t = 2, \bar{p}$ tab. 5.11a

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	0,89	0,88	0,87	0,85	0,84	0,84	0,86	0,92	1,07	1,41	–
0,2	0,86	0,86	0,86	0,85	0,84	0,85	0,88	0,96	1,13	1,42	–
0,3	0,82	0,82	0,83	0,83	0,83	0,85	0,88	0,96	1,14	1,47	–
0,4	0,78	0,78	0,79	0,80	0,82	0,85	0,89	0,97	1,14	1,51	–
0,5	0,73	0,74	0,75	0,77	0,80	0,84	0,89	0,99	1,18	1,58	–
0,6	0,68	0,69	0,70	0,72	0,76	0,81	0,89	1,01	1,23	1,67	–
0,7	0,63	0,64	0,65	0,68	0,72	0,79	0,88	1,02	1,28	1,77	–
0,8	0,58	0,59	0,60	0,64	0,69	0,76	0,86	1,03	1,32	1,87	–
0,9	0,53	0,53	0,55	0,59	0,65	0,73	0,85	1,04	1,37	1,97	–
1,0	0,48	0,48	0,51	0,55	0,61	0,70	0,83	1,05	1,41	2,08	–

$t = 2, \bar{T}$ tab. 5.11b

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	0	0,09*	-0,82	-0,74	-0,65	-0,57	-0,48	-0,40	-0,30	-0,17	0
0,2	0	0,09	0,17 *	-0,74	-0,66	-0,57	-0,49	-0,40	-0,29	-0,16	0
0,3	0	0,08	0,16	0,25 *	-0,67	-0,59	-0,50	-0,41	-0,30	-0,17	0
0,4	0	0,08	0,16	0,24	0,32 *	-0,60	-0,51	-0,42	-0,32	-0,19	0
0,5	0	0,07	0,15	0,22	0,30	0,38 *	-0,53	-0,44	-0,33	-0,19	0
0,6	0	0,07	0,14	0,21	0,28	0,36	0,44 *	-0,46	-0,35	-0,21	0
0,7	0	0,06	0,13	0,19	0,26	0,34	0,42	-0,52 *	-0,37	-0,22	0
0,8	0	0,06	0,12	0,18	0,24	0,32	0,40	0,49	0,61 *	-0,23	0
0,9	0	0,05	0,11	0,16	0,23	0,29	0,37	0,47	0,59	0,75 *	0
1,0	0	0,05	0,10	0,15	0,21	0,27	0,35	0,44	0,56	0,73	1.0 *

$t = 2, \bar{M}$ tab. 5.11c

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	0,46	0,46	0,37	0,29	0,23	0,16	0,11	0,07	0,03	0,01	0
0,2	0,36	0,36	0,37	0,29	0,22	0,16	0,11	0,07	0,03	0,01	0
0,3	0,27	0,27	0,28	0,30	0,23	0,17	0,11	0,07	0,03	0,01	0
0,4	0,18	0,18	0,19	0,21	0,24	0,17	0,12	0,07	0,03	0,01	0
0,5	0,09	0,09	0,10	0,12	0,15	0,18	0,12	0,08	0,04	0,01	0
0,6	0,00	0,01	0,02	0,03	0,06	0,09	0,13	0,08	0,04	0,01	0
0,7	-0,08	-0,08	-0,07	-0,05	-0,03	0,00	0,04	0,08	0,04	0,01	0
0,8	-0,17	-0,16	-0,16	-0,14	-0,12	-0,09	-0,05	0,00	0,04	0,01	0
0,9	-0,25	-0,25	-0,24	-0,23	-0,21	-0,18	-0,15	-0,11	-0,05	0,01	0
1,0	-0,33	-0,33	-0,32	-0,31	-0,29	-0,27	-0,24	-0,20	-0,15	-0,09	0

$t = 3, \bar{p}$ tab. 5.12a

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	0,98	0,97	0,95	0,91	0,88	0,87	0,86	0,89	1,00	1,28	–
0,2	0,94	0,94	0,93	0,92	0,89	0,88	0,89	0,95	1,12	1,28	–
0,3	0,88	0,89	0,89	0,88	0,88	0,87	0,89	0,95	1,09	1,36	–
0,4	0,82	0,82	0,83	0,84	0,85	0,86	0,88	0,94	1,08	1,45	–
0,5	0,76	0,76	0,77	0,79	0,81	0,84	0,89	0,97	1,14	1,54	–
0,6	0,69	0,69	0,71	0,73	0,77	0,82	0,89	1,01	1,22	1,65	–
0,7	0,62	0,62	0,64	0,67	0,72	0,79	0,88	1,04	1,30	1,78	–
0,8	0,54	0,55	0,57	0,61	0,66	0,75	0,86	1,05	1,36	1,93	–
0,9	0,47	0,48	0,50	0,55	0,61	0,71	0,84	1,06	1,42	2,08	–
1,0	0,40	0,41	0,43	0,49	0,56	0,67	0,82	1,06	1,47	2,22	–

t . 3, $\overline{T}$ — tab. 5.12b

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	0	0,10 *	-0,81	-0,71	-0,62	-0,54	-0,45	-0,34	-0,27	-0,16	0
0,2	0	0,09	0,19 *	-0,72	-0,63	-0,54	-0,45	-0,35	-0,26	-0,14	0
0,3	0	0,09	0,18	0,27 *	-0,65	-0,56	-0,47	-0,38	-0,28	-0,16	0
0,4	0	0,08	0,17	0,25	0,33 *	-0,58	-0,49	-0,40	-0,30	-0,18	0
0,5	0	0,07	0,15	0,23	0,31	0,39 *	-0,52	-0,43	-0,32	-0,19	0
0,6	0	0,07	0,14	0,21	0,29	0,36	0,45 *	-0,45	-0,34	-0,20	0
0,7	0	0,06	0,12	0,19	0,26	0,33	0,42	0,51 *	-0,37	-0,22	0
0,8	0	0,05	0,11	0,17	0,23	0,30	0,38	0,48	0,60 *	-0,24	0
0,9	0	0,05	0,10	0,15	0,21	0,27	0,35	0,44	0,56	0,74 *	0
1,0	0	0,04	0,08	0,13	0,18	0,24	0,31	0,41	0,53	0,71	1,0 *

t . 3, $\overline{M}$ — tab. 5.12c

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	0,43	0,44	0,35	0,28	0,21	0,15	0,10	0,06	0,03	0,01	0
0,2	0,33	0,33	0,35	0,27	0,21	0,15	0,09	0,06	0,03	0,01	0
0,3	0,25	0,25	0,26	0,29	0,22	0,16	0,10	0,06	0,03	0,01	0
0,4	0,17	0,17	0,18	0,20	0,23	0,17	0,11	0,07	0,03	0,01	0
0,5	0,08	0,09	0,10	0,12	0,14	0,18	0,12	0,07	0,04	0,01	0
0,6	0,00	0,00	0,01	0,03	0,06	0,09	0,13	0,08	0,04	0,01	0
0,7	-0,08	-0,08	-0,07	-0,05	-0,03	0,00	0,04	0,08	0,04	0,01	0
0,8	-0,16	-0,15	-0,15	-0,13	-0,11	-0,09	-0,05	-0,01	0,04	0,01	0
0,9	-0,23	-0,23	-0,23	-0,21	-0,19	-0,17	-0,14	-0,10	-0,05	0,01	0
1,0	-0,31	-0,31	-0,30	-0,29	-0,28	-0,26	-0,23	-0,19	-0,15	-0,08	0

t . 5, $\overline{M}$ — tab. 5.13c

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	0,40	0,40	0,32	0,25	0,18	0,13	0,09	0,05	0,03	0,01	0
0,2	0,30	0,30	0,32	0,24	0,18	0,13	0,08	0,05	0,02	0,00	0
0,3	0,22	0,22	0,23	0,26	0,19	0,14	0,09	0,05	0,02	0,01	0
0,4	0,14	0,15	0,16	0,18	0,21	0,16	0,10	0,06	0,03	0,01	0
0,5	0,07	0,07	0,08	0,10	0,13	0,17	0,12	0,07	0,04	0,01	0
0,6	-0,01	0,00	0,01	0,03	0,05	0,08	0,13	0,08	0,04	0,01	0
0,7	-0,07	-0,07	-0,06	-0,05	-0,03	0,00	0,04	0,09	0,04	0,01	0
0,8	-0,14	-0,14	-0,13	-0,12	-0,10	-0,07	-0,04	0,00	0,05	0,01	0
0,9	-0,21	-0,21	-0,20	-0,19	-0,17	-0,15	-0,13	-0,09	-0,05	0,01	0
1,0	-0,27	-0,27	-0,27	-0,26	-0,25	-0,23	-0,21	-0,18	-0,14	-0,08	0

t . 7, $\overline{p}$ — tab. 5.14a

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	1,27	1,24	1,22	1,10	1,01	0,93	0,85	0,79	0,76	0,89	–
0,2	1,18	1,17	1,15	1,09	1,02	0,94	0,90	0,92	0,97	0,92	–
0,3	1,07	1,07	1,07	1,04	1,00	0,95	0,91	0,91	0,98	1,36	–
0,4	0,95	0,95	0,96	0,96	0,95	0,93	0,90	0,87	0,92	1,20	–
0,5	0,83	0,83	0,84	0,86	0,89	0,91	0,91	0,93	1,02	1,36	–
0,6	0,90	0,70	0,72	0,76	0,80	0,86	0,93	1,03	1,20	1,56	–
0,7	0,56	0,57	0,60	0,64	0,71	0,79	0,91	1,08	1,34	1,81	–
0,8	0,43	0,44	0,47	0,53	0,60	0,71	0,87	1,09	1,45	2,10	–
0,9	0,30	0,31	0,35	0,41	0,50	0,63	0,82	1,10	1,56	2,38	–
1,0	0,17	0,18	0,22	0,29	0,40	0,53	0,77	1,11	1,67	2,66	–

$t = 7,\ \bar{T}$ tab. 5.14b

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	0	0,13*	-0,79	-0,64	-0,53	-0,43	-0,35	-0,27	-0,19	-0,12	0
0,2	0	0,12	0,23*	-0,65	-0,55	-0,45	-0,36	-0,27	-0,17	-0,08	0
0,3	0	0,11	0,21	0,32*	-0,58	-0,48	-0,39	-0,30	-0,20	-0,10	0
0,4	0	0,09	0,19	0,29	0,38*	-0,52	-0,43	-0,34	-0,25	-0,15	0
0,5	0	0,08	0,17	0,25	0,34	0,43*	-0,48	-0,39	-0,29	-0,18	0
0,6	0	0,07	0,14	0,21	0,29	0,38	0,46*	-0,44	-0,32	-0,19	0
0,7	0	0,06	0,12	0,18	0,24	0,32	0,40	0,50*	-0,38	-0,22	0
0,8	0	0,04	0,09	0,14	0,20	0,26	0,34	0,44	0,56*	-0,26	0
0,9	0	0,03	0,06	0,10	0,15	0,20	0,27	0,37	0,50	0,69*	0
1,0	0	0,02	0,04	0,06	0,10	0,15	0,21	0,30	0,44	0,65	1*

$t = 7,\ \bar{M}$ tab. 5.14c

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	0,36	0,37	0,29	0,22	0,16	0,11	0,07	0,04	0,02	0,01	0
0,2	0,27	0,27	0,29	0,22	0,16	0,11	0,07	0,04	0,01	0,00	0
0,3	0,19	0,20	0,21	0,24	0,18	0,12	0,08	0,04	0,02	0,00	0
0,4	0,13	0,13	0,14	0,17	0,20	0,14	0,10	0,06	0,03	0,01	0
0,5	0,06	0,06	0,07	0,10	0,12	0,16	0,11	0,07	0,03	0,01	0
0,6	-0,01	0,00	0,00	0,02	0,05	0,08	0,12	0,08	-0,04	0,01	0
0,7	-0,07	-0,07	-0,06	-0,04	-0,02	0,00	0,04	0,09	0,04	0,01	0
0,8	-0,13	-0,13	-0,12	-0,11	-0,09	-0,07	-0,04	0,00	0,05	0,01	0
0,9	-0,19	-0,18	-0,18	-0,17	-0,16	-0,14	-0,12	-0,09	-0,04	0,02	0
1,0	-0,24	-0,24	-0,24	-0,23	-0,23	-0,21	-0,20	-0,17	-0,13	-0,08	0

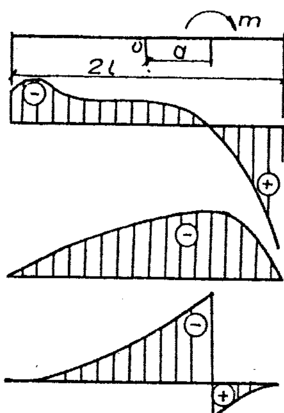
$t = 10,\ \bar{p}$ tab. 5.15a

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	1,43	1,40	1,31	1,20	1,04	0,95	0,84	0,72	0,63	0,68	–
0,2	1,30	1,29	1,26	1,19	1,09	0,98	0,91	0,92	0,94	0,73	–
0,3	1,17	1,17	1,16	1,13	1,07	0,99	0,92	0,90	0,93	0,87	–
0,4	1,02	1,02	1,03	1,03	1,02	0,97	0,91	0,83	0,83	1,06	–
0,5	0,86	0,87	0,88	0,91	0,93	0,94	0,93	0,91	0,90	1,26	–
0,6	0,70	0,70	0,73	0,77	0,82	0,88	0,95	1,04	1,19	1,53	–
0,7	0,54	0,55	0,58	0,63	0,70	0,80	0,93	1,11	1,37	1,83	–
0,8	0,37	0,38	0,42	0,48	0,57	0,69	0,87	1,12	1,51	2,18	–
0,9	0,21	0,22	0,27	0,33	0,43	0,57	0,78	1,09	1,62	2,58	–
1,0	0,05	0,07	0,11	0,19	0,31	0,49	0,74	1,13	1,76	2,89	–

$t = 10,\ \bar{T}$ tab. 5.15b

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	0	0,14*	-0,72	-0,60	-0,48	-0,38	-0,29	-0,21	-0,15	-0,08	0
0,2	0	0,13	0,26*	-0,62	-0,50	-0,40	-0,31	-0,22	-0,12	-0,03	0
0,3	0	0,12	0,23	0,35*	-0,54	-0,43	-0,34	-0,25	-0,16	-0,07	0
0,4	0	0,10	0,21	0,31	0,41*	-0,49	-0,40	-0,31	-0,23	-0,14	0
0,5	0	0,09	0,17	0,26	0,36	0,45*	-0,46	-0,37	-0,27	-0,17	0
0,6	0	0,07	0,14	0,22	0,30	0,38	0,47*	-0,43	-0,32	-0,18	0
0,7	0	0,05	0,11	0,17	0,24	0,31	0,39	0,50*	-0,38	-0,22	0
0,8	0	0,04	0,08	0,12	0,17	0,24	0,32	0,41	0,54*	-0,27	0
0,9	0	0,02	0,05	0,08	0,11	0,16	0,23	0,32	0,46	0,66*	0
1,0	0	0,00	0,01	0,03	0,05	0,09	0,16	0,25	0,39	0,62	1*

TABELE PENTRU FÎŞII DE LUNGIME FINITĂ, DE LĂŢIME UNITARĂ ÎNCĂRCATE CU MOMENT ÎNCOVOIETOR



Formule de calcul

$p = \pm \bar{p} \frac{m}{b'l}$ [kN/m²]

$T = \bar{T} \frac{m}{l}$ [kN]

$M = \pm \bar{M} m$ [kN]

$b' = 10m$; $\alpha = \frac{a}{l}$

Notă: Momentul m este pozitiv dacă este în sens orar. In relaţiile presiunii şi a momentului, semnul (+) se referă la cazul când momentul este în jumătatea din dreapta a fişiei.

$t=0$, $\bar{p}$ — Tabelul 5.16.a

ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\bar{p}$	$-\infty$	-1,31	-0,85	-0,62	-0,48	-0,37	-0,28	-0,20	-0,13	-0,06	0	0,06	0,13	0,20	0,28	0,37	0,48	0,62	0,85	1,31	∞

$t=0$, $\bar{T}$ — Tabelul 5.16.b

ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\bar{T}$	0	-0,27	-0,38	-0,45	-0,51	-0,55	-0,58	-0,61	-0,62	-0,63	-0,64	-0,63	-0,62	-0,61	-0,58	-0,55	-0,51	-0,45	-0,38	-0,27	0

$t=0$; $\bar{M}$ (pentru secţiunile din stînga punctului de aplicaţie al momentului) — Tabelul 5.16 c

ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\bar{M}$	0	-0,02	-0,05	-0,09	-0,14	-0,20	-0,25	-0,31	-0,37	-0,44	-0,50	-0,56	-0,63	-0,69	-0,75	-0,80	-0,86	-0,91	-0,95	-0,98	-1,00

$t=1$ $\bar{p}$ — Tabelul 5.17a

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	—	-1,64	-1,24	-0,83	-0,62	-0,48	-0,38	-0,29	-0,21	-0,11	0	0,11	0,21	0,29	0,38	0,48	0,62	0,83	1,24	1,64	—	0,0
0,1	—	-1,49	-0,96	-0,70	-0,57	-0,46	-0,36	-0,28	-0,20	-0,13	0,04	0,07	0,19	0,29	0,39	0,50	0,66	0,93	1,30	1,81	—	-0,1
0,2	—	-1,59	-1,00	-0,73	-0,57	-0,47	-0,37	-0,30	-0,22	-0,16	-0,08	0,01	0,12	0,22	0,35	0,47	0,62	0,83	1,18	1,73	—	-0,2
0,3	—	-1,52	-1,08	-0,81	-0,59	-0,47	-0,38	-0,31	-0,24	-0,18	-0,11	-0,04	0,05	0,16	0,30	0,44	0,57	0,75	1,04	1,84	—	-0,3
0,4	—	-1,50	-1,08	-0,79	-0,59	-0,47	-0,39	-0,32	-0,25	-0,19	-0,12	-0,06	0,02	0,13	0,26	0,42	0,59	0,81	1,15	1,86	—	-0,4
0,5	—	-1,48	-1,08	-0,79	-0,60	-0,47	-0,39	-0,32	-0,26	-0,19	-0,13	-0,06	0,01	0,11	0,23	0,39	0,60	0,87	1,25	1,89	—	-0,5
0,6	—	-1,49	-1,00	-0,74	-0,58	-0,47	-0,38	-0,31	-0,25	-0,20	-0,14	-0,07	0,01	0,10	0,21	0,36	0,57	0,88	1,31	1,94	—	-0,6
0,7	—	-1,47	-1,00	-0,72	-0,57	-0,46	-0,38	-0,31	-0,25	-0,20	-0,14	-0,07	0,00	0,08	0,19	0,32	0,51	0,78	1,25	2,01	—	-0,7
0,8	—	-1,47	-1,00	-0,74	-0,57	-0,46	-0,38	-0,31	-0,25	-0,20	-0,14	-0,08	-0,01	0,08	0,19	0,31	0,50	0,78	1,23	2,03	—	-0,8
0,9	—	-1,47	-1,00	-0,74	-0,57	-0,46	-0,38	-0,31	-0,25	-0,20	-0,14	-0,08	-0,01	0,08	0,18	0,31	0,50	0,78	1,23	2,03	—	-0,9
1,0	—	-1,47	-1,00	-0,74	-0,57	-0,46	-0,38	-0,31	-0,25	-0,20	-0,14	-0,08	-0,01	0,08	0,18	0,31	0,50	0,78	1,23	2,03	—	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

$t=1$ $\bar{T}$ — Tabelul 5.17b

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	0	-0,20	-0,34	-0,44	-0,51	-0,56	-0,61	-0,64	-0,66	-0,68	-0,69	-0,68	-0,66	-0,64	-0,61	-0,56	-0,51	-0,44	-0,34	-0,20	0	0,0
0,1	0	-0,24	-0,36	-0,44	-0,51	-0,56	-0,60	-0,63	-0,66	-0,67	-0,68	-0,68	-0,67	-0,64	-0,61	-0,57	-0,51	-0,43	-0,34	-0,17	0	-0,1
0,2	0	-0,21	-0,34	-0,42	-0,49	-0,54	-0,58	-0,62	-0,64	-0,66	-0,67	-0,68	-0,67	-0,65	-0,62	-0,58	-0,53	-0,46	-0,36	-0,21	0	-0,2
0,3	0	-0,18	-0,31	-0,40	-0,47	-0,52	-0,56	-0,60	-0,63	-0,65	-0,66	-0,67	-0,67	-0,66	-0,64	-0,60	-0,55	-0,49	-0,40	-0,26	0	-0,3
0,4	0	-0,18	-0,31	-0,40	-0,47	-0,52	-0,56	-0,60	-0,63	-0,65	-0,66	-0,67	-0,67	-0,67	-0,65	-0,61	-0,56	-0,49	-0,40	-0,25	0	-0,4
0,5	0	-0,18	-0,31	-0,40	-0,46	-0,52	-0,56	-0,60	-0,62	-0,65	-0,66	-0,67	-0,68	-0,67	-0,65	-0,63	-0,57	-0,50	-0,40	-0,24	0	-0,5
0,6	0	-0,19	-0,31	-0,40	-0,46	-0,52	-0,56	-0,59	-0,62	-0,64	-0,66	-0,67	-0,67	-0,67	-0,65	-0,63	-0,58	-0,51	-0,40	-0,24	0	-0,6
0,7	0	-0,18	-0,31	-0,39	-0,46	-0,51	-0,55	-0,59	-0,61	-0,64	-0,65	-0,66	-0,67	-0,66	-0,65	-0,63	-0,58	-0,52	-0,42	-0,27	0	-0,7
0,8	0	-0,18	-0,30	-0,39	-0,46	-0,51	-0,55	-0,58	-0,61	-0,63	-0,65	-0,66	-0,67	-0,66	-0,65	-0,63	-0,59	-0,52	-0,43	-0,27	0	-0,8
0,9	0	-0,18	-0,30	-0,39	-0,46	-0,50	-0,55	-0,58	-0,61	-0,63	-0,65	-0,66	-0,67	-0,66	-0,65	-0,63	-0,59	-0,52	-0,43	-0,27	0	-0,9
1,0	0	-0,18	-0,30	-0,39	-0,46	-0,50	-0,55	-0,58	-0,61	-0,63	-0,65	-0,66	-0,67	-0,66	-0,65	-0,63	-0,59	-0,52	-0,43	-0,27	0	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

$t=1 \quad \bar{M}$

Tabelul 5.17c

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	0	-0,01	-0,04	-0,08	-0,14	-0,18	-0,24	-0,30	-0,36*	-0,43	-0,50*	0,43	0,36	0,30	0,24	0,18	0,14	0,08	0,04	0,01	0	0,0
0,1	0	-0,01	-0,04	-0,08	-0,13	-0,19	-0,25	-0,31	-0,37	-0,44	-0,51	-0,57*	0,36	0,29	0,23	0,17	0,12	0,07	0,03	0,01	0	-0,1
0,2	0	-0,01	-0,04	-0,08	-0,12	-0,18	-0,23	-0,29	-0,36	-0,42	-0,49	-0,58	-0,62*	-0,31	0,25	0,19	0,13	0,08	0,04	0,01	0	-0,2
0,3	0	-0,01	-0,03	-0,07	-0,11	-0,16	-0,22	-0,28	-0,33	-0,40	-0,48	-0,53	-0,61	-0,67*	0,27	0,20	0,16	0,09	0,05	0,02	0	-0,3
0,4	0	-0,01	-0,03	-0,07	-0,11	-0,16	-0,22	-0,27	-0,34	-0,40	-0,46	-0,53	-0,60	0,67	-0,73*	0,20	0,16	0,09	0,05	0,01	0	-0,4
0,5	0	0,01	-0,03	-0,07	-0,11	-0,16	-0,21	-0,27	-0,33	-0,40	-0,46	-0,53	-0,60	-0,66	-0,73	-0,80	0,14	0,09	0,05	0,01	0	-0,5
0,6	0	-0,01	-0,03	-0,07	-0,11	-0,16	-0,22	-0,27	-0,34	-0,40	-0,46	-0,53	-0,60	-0,66	-0,73	-0,79*	-0,86*	0,09	0,04	0,01	0	-0,6
0,7	0	-0,01	-0,03	-0,07	-0,11	-0,16	-0,21	-0,27	-0,33	-0,39	-0,46	-0,52	-0,59	-0,66	-0,72	-0,79	-0,85	-0,90*	0,05	0,01	0	-0,7
0,8	0	-0,01	-0,03	-0,07	-0,11	-0,16	-0,21	-0,27	-0,33	-0,39	-0,46	-0,52	-0,59	-0,66	-0,72	-0,79	-0,85	-0,90	-0,95*	0,01	0	-0,8
0,9	0	-0,01	-0,03	-0,07	-0,11	-0,16	-0,21	-0,27	-0,33	-0,39	-0,46	-0,52	-0,59	-0,66	-0,72	-0,79	-0,85	-0,90	-0,95	-0,99*	0	-0,9
1,0	0	-0,01	-0,03	-0,07	-0,11	-0,15	-0,21	-0,27	-0,33	-0,39	-0,46	-0,52	-0,59	-0,66	-0,72	-0,79	-0,85	-0,90	-0,95	-0,99	-1*	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

$t=2 \quad \bar{p}$

Tabelul 5.18a

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	–	-1,60	-1,19	-0,87	-0,65	-0,52	-0,43	-0,35	-0,26	-0,14	0	0,14	0,26	0,35	0,43	0,52	0,65	0,87	1,19	1,60	–	0,0
0,1	–	-1,63	-0,87	-0,64	-0,54	-0,48	-0,39	-0,32	-0,26	-0,19	-0,09	0,06	0,22	0,35	0,45	0,55	0,78	1,04	1,40	1,60	–	-0,1
0,2	–	-1,50	-0,88	-0,66	-0,56	-0,48	-0,41	-0,34	-0,29	-0,24	-0,16	-0,05	0,09	0,24	0,38	0,51	0,65	0,87	1,23	1,77	–	-0,2
0,3	–	-1,64	-1,06	-0,79	-0,61	-0,50	-0,44	-0,38	-0,33	-0,27	-0,22	-0,15	-0,04	0,10	0,28	0,44	0,56	0,66	0,95	1,70	–	-0,3
0,4	–	-1,34	-1,03	-0,78	-0,60	-0,51	-0,44	-0,39	-0,34	-0,28	-0,23	-0,17	-0,09	0,04	0,21	0,40	0,60	0,82	1,17	2,01	–	-0,4
0,5	–	-1,31	-1,05	-0,80	-0,61	-0,50	-0,44	-0,39	-0,35	-0,30	-0,24	-0,19	-0,11	-0,01	0,14	0,35	0,61	0,94	1,37	2,07	–	-0,5
0,6	–	-1,32	-0,90	-0,69	-0,56	-0,48	-0,42	-0,38	-0,34	-0,29	-0,25	-0,19	-0,12	-0,03	0,09	0,28	0,56	0,95	1,38	2,16	–	-0,6
0,7	–	-1,29	-0,90	-0,69	-0,56	-0,48	-0,42	-0,38	-0,34	-0,30	-0,26	-0,21	-0,14	-0,06	0,05	0,21	0,44	0,80	1,36	2,30	–	-0,7
0,8	–	-1,28	-0,90	-0,69	-0,56	-0,48	-0,42	-0,38	-0,34	-0,30	-0,26	-0,21	-0,15	-0,06	0,04	0,19	0,41	0,76	1,33	2,33	–	-0,8
0,9	–	-1,28	-0,90	-0,69	-0,56	-0,48	-0,42	-0,38	-0,34	-0,30	-0,26	-0,21	-0,15	-0,06	0,05	0,20	0,42	0,76	1,32	3,32	–	-0,9
1,0	–	-1,28	-0,90	-0,69	-0,56	-0,48	-0,42	-0,38	-0,34	-0,30	-0,26	-0,21	-0,15	-0,06	0,05	0,20	0,42	0,76	1,32	3.32	–	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

$t=2 \quad \bar{T}$

Tabelul 5.18b

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0.3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	0	-0,19	-0,32	-0,43	-0,50	-0,56	-0,61	-0,65	-0,68	-0,70	-0,70	-0,70	-0,68	-0,65	-0,61	-0,56	-0,50	-0,43	-0,32	-0,19	0	0,0
0,1	0	-0,27	-0,38	-0,44	-0,50	-0,55	-0,60	-0,63	-0,66	-0,68	-0,70	-0,70	-0,68	-0,65	-0,61	-0,56	-0,50	-0,41	-0,29	-0,13	0	-0,1
0,2	0	-0,22	-0,33	-0,41	-0,47	-0,52	-0,56	-0,60	-0,63	-0,66	-0,68	-0,69	-0,69	-0,67	-0,64	-0,60	-0,54	-0,46	-0,36	-0,21	0	-0,2
0,3	0	-0,15	-0,27	-0,36	-0,43	-0,49	-0,53	-0,57	-0,61	-0,64	-0,66	-0,68	-0,69	-0,69	-0,67	-0,63	-0,58	-0,52	-0,44	-0,31	0	-0,3
0,4	0	-0,15	-0,27	-0,36	-0,42	-0,48	-0,53	-0,57	-0,60	-0,64	-0,66	-0,68	-0,70	-0,70	-0,69	-0,66	-0,61	-0,54	-0,44	-0,29	0	-0,4
0,5	0	-0,14	-0,26	-0,35	-0,42	-0,48	-0,52	-0,56	-0,60	-0,63	-0,66	-0,68	-0,70	-0,70	-0,70	-0,67	-0,63	-0,55	-0,44	0,27	0	-0,5
0,6	0	-0,17	-0,28	-0,36	-0,42	-0,47	-0,52	-0,56	-0,59	-0,62	-0,65	-0,67	-0,69	-0,70	-0,69	-0,67	-0,63	-0,56	-0,44	-0,27	0	-0,6
0,7	0	-0,16	-0,27	-0,35	-0,41	-0,46	-0,50	-0,54	-0,58	-0,61	-0,64	-0,66	-0,68	-0,69	-0,69	-0,68	-0,65	-0,59	-0,48	-0,30	0	-0,7
0,8	0	-0,16	-0,26	-0,34	-0,40	-0,46	-0,50	-0,54	-0,58	-0,61	-0,64	-0,66	-0,68	-0,69	-0,69	-0,68	-0,65	-0,59	-0,49	-0,31	0	-0,8
0,9	0	-0,16	-0,26	-0,34	-0,40	-0,46	0,50	-0,54	-0,58	-0,61	-0,64	-0,66	-0,68	-0,69	-0,69	-0,68	-0,65	-0,59	-0,49	-0,31	0	-0,9
1,0	0	-0,16	-0,26	-0,34	-0,40	-0,46	-0,50	-0,54	-0,58	-0,61	-0,64	-0,66	-0,68	-0,69	-0,69	-0,68	-0,65	-0,59	-0,49	-0,31	0	-1,0
	1,0	0,9	0.8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

$t=2 \quad \bar{M}$

Tabelul 5.18c

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	0	-0,01	-0,04	-0,07	-0,12	-0,17	-0,23	-0,29	-0,36	-0,43	-0,50*	0,43	0,36	0,29	0,23	0,17	0,12	0,07	0,04	0,01	0	0,0
0,1	0	-0,02	0,05	-0,09	-0,14	-0,19	-0,25	-0,31	-0,38	-0,44	-0,51	-0,58*	0,35	0,28	0,22	0,16	0,11	0,06	0,02	0,00	0	-0,1
0,2	0	-0,01	-0,04	-0,08	-0,12	-0,17	-0,23	-0,28	-0,35	-0,41	-0,48	-0,55	-0,62*	0,32	0,25	0,19	0,13	0,08	0,04	0,01	0	-0,2
0,3	0	-0,01	-0,03	-0,06	-0,10	-0,14	-0,20	0,25	-0,31	-0,37	-0,44	-0,51	-0,57	-0,64*	0,29	0,22	0,16	0,11	0,06	0,01	0	-0,3
0,4	0	-0,01	-0,02	-0,06	-0,10	-0,14	-0,19	-0,25	-0,31	-0,37	-0,43	-0,50	-0,57	-0,64	-0,71*	0,22	0,16	0,10	0,05	0,01	0	-0,4
0,5	0	-0,01	-0,03	-0,06	-0,10	-0,14	-0,19	-0,25	-0,30	-0,37	-0,43	-0,50	-0,57	0,64	-0,71	-0,78*	0,16	0,10	0,05	0,01	0	-0,5
0,6	0	-0,01	-0,03	-0,06	-0,10	-0,14	-0,20	-0,25	-0,31	-0,37	-0,43	-0,50	-0,57	0,64	-0,71	-0,78	-0,84*	0,10	0,05	0,01	0	-0,6
0,7	0	-0,01	-0,03	0,06	-0,10	-0,14	-0,19	-0,24	-0,30	-0,36	-0,42	-0,49	-0,55	-0,62	-0,69	-0,76	-0,83	-0,89*	0,06	0,02	0	-0,7
0,8	0	-0,01	-0,03	0,06	-0,10	-0,14	-0,19	0,24	-0,30	-0,36	-0,42	-0,48	-0,55	-0,62	-0,69	-0,76	-0,82	-0,89	-0,94*	0,02	0	-0,8
0,9	0	0,01	-0,03	-0,06	-0,10	-0,14	-0,19	-0,24	-0,30	-0,36	0,42	-0,48	-0,55	0,62	0,69	-0,76	-0,82	-0,89	-0,94	-0,98*	0	-0,9
1,0	0	-0,01	-0,03	-0,06	-0,10	-0,14	-0,19	-0,24	-0,30	-0,36	-0,42	-0,48	-0,55	-0,62	-0,69	-0,76	-0,82	-0,89	0,94	-0,98	-1*	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

t = 3 , $\bar{p}$ — Tabelu 5.19a

α \ ξ	-1.0	0,9	-0,8	-0,7	0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	–	1,55	1,22	0,91	0,69	-0,56	-0,48	-0,41	-0,31	-0,17	0	0,17	0,31	0,41	0,48	0,56	0,69	0,91	1,22	1,55	–	0,0
0,1	–	1,59	0,63	0,54	0,53	0,50	-0,42	-0,35	-0,31	-0,25	-0,13	0,05	0,25	0,41	0,50	0,60	0,80	1,23	1,65	1,56	–	-0,1
0,2	–	1,42	0,17	0,60	0,55	0,50	0,44	-0,39	-0,36	-0,31	-0,24	-0,11	0,06	0,24	0,41	0,54	0,69	0,91	1,28	1,80	–	-0,2
0,3	–	1,24	1,05	0,76	0,62	-0,53	-0,48	-0,44	-0,40	0,35	-0,30	-0,24	-0,12	0,05	0,26	0,45	0,55	0,58	0,84	2,07	–	-0,3
0,4	–	1,20	1,01	0,77	-0,61	-0,52	0,48	-0,45	-0,41	-0,37	-0,33	0,28	-0,19	-0,05	0,16	0,39	0,61	0,82	1,17	2,13	–	-0,4
0,5	–	1,16	1,03	0,81	0,63	-0,52	-0,48	-0,45	-0,43	-0,39	-0,35	-0,29	-0,22	-0,11	-0,06	0,31	0,63	1,00	1,47	2,22	–	-0,5
0,6	–	1,18	0,81	0,64	-0,56	-0,49	-0,46	-0,43	-0,41	-0,38	-0,35	-0,30	-0,23	-0,15	-0,01	0,20	0,55	1,03	1,64	2,36	–	-0,6
0,7	–	1,13	-0,81	0,64	-0,55	-0,49	-0,46	-0,43	-0,41	-0,39	-0,36	-0,32	-0,26	-0,18	-0,06	0,11	0,37	0,79	1,46	2,56	–	-0,7
0,8	–	1,11	0,81	0,64	-0,55	-0,49	-0,46	-0,43	-0,41	-0,39	-0,36	-0,32	-0,27	-0,19	-0,08	0,08	0,33	0,73	1,41	2,60	–	-0,8
0,9	–	1,11	0,81	0,64	-0,55	-0,49	-0,46	-0,43	-0,41	-0,39	-0,36	-0,32	-0,27	-0,19	-0,08	0,09	0,34	0,73	1,40	2,59	–	-0,9
1,0	–	1,11	-0,81	-0,64	-0,55	-0,49	-0,46	-0,43	-0,41	-0,39	-0,36	-0,32	-0,27	-0,19	-0,08	0,09	0,34	0,74	1,40	2,59	–	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

t = 3 , $\bar{T}$ — Tabelul 5.19b

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	0	-0,17	-0,31	-0,42	-0,50	-0,56	-0,61	-0,65	-0,69	-0,71	-0,72	-0,71	-0,69	-0,65	-0,61	-0,56	-0,50	-0,42	-0,31	-0,17	0	0,0
0,1	0	-0,29	-0,39	-0,44	-0,49	-0,54	-0,59	-0,63	-0,66	-0,69	-0,71	-0,72	-0,70	-0,67	-0,62	-0,57	-0,50	-0,40	-0,26	-0,09	0	-0,1
0,2	0	-0,22	-0,32	-0,39	-0,45	-0,50	-0,55	-0,59	-0,63	-0,66	-0,69	-0,70	-0,71	-0,69	-0,66	-0,61	-0,55	-0,47	-0,36	-0,21	0	-0,2
0,3	0	-0,12	-0,24	-0,33	-0,40	-0,45	-0,50	-0,55	-0,59	-0,63	-0,66	-0,69	-0,71	-0,71	-0,70	-0,66	-0,61	-0,55	-0,49	-0,35	0	-0,3
0,4	0	-0,12	-0,23	-0,32	-0,39	-0,44	-0,50	-0,54	-0,58	-0,62	-0,66	-0,69	-0,71	-0,73	-0,72	-0,69	-0,64	-0,57	-0,47	-0,32	0	-0,4
0,5	0	-0,11	-0,22	-0,33	-0,39	-0,44	-0,49	-0,54	-0,58	-0,62	-0,66	-0,69	-0,72	-0,73	-0,74	-0,72	-0,67	-0,61	-0,47	-0,29	0	-0,5
0,6	0	-0,15	-0,25	-0,32	-0,38	-0,43	-0,48	-0,52	-0,57	-0,61	-0,64	-0,68	-0,70	-0,72	-0,73	-0,72	-0,68	-0,61	-0,47	-0,28	0	-0,6
0,7	0	-0,14	-0,23	-0,31	-0,36	-0,42	-0,46	-0,51	-0,55	-0,59	-0,63	-0,66	-0,69	-0,71	-0,73	-0,73	-0,70	-0,65	-0,54	-0,34	0	-0,7
0,8	0	-0,13	-0,23	-0,30	-0,36	-0,41	-0,46	-0,50	-0,55	-0,59	-0,62	-0,66	-0,69	-0,71	-0,73	-0,73	-0,71	-0,65	-0,55	-0,36	0	-0,8
0,9	0	-0,13	-0,23	-0,30	-0,36	-0,41	-0,46	-0,50	-0,55	-0,59	-0,62	-0,66	-0,69	-0,71	-0,73	-0,73	-0,71	-0,65	-0,55	-0,36	0	-0,9
1,0	0	-0,13	-0,23	-0,30	-0,36	-0,41	-0,46	-0,50	-0,55	-0,59	-0,62	-0,66	-0,69	-0,71	-0,73	-0,73	-0,71	-0,65	-0,55	-0,36	0	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

t = 3, $\bar{M}$ — Tabelul 5.19c

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	0	-0,01	-0,03	-0,07	-0,12	-0,17	-0,23	-0,29	-0,36	-0,43	-0,50*	0,43	0,36	0,29	0,23	0,17	0,12	0,07	0,03	0,01	0	0,0
0,1	0	-0,01	-0,05	-0,10	-0,14	-0,20	-0,25	-0,31	-0,38	-0,45	-0,52	-0,59*	0,34	0,27	0,21	0,15	0,09	0,05	0,02	0,01	0	-0,1
0,2	0	-0,01	-0,04	-0,08	-0,12	-0,17	-0,22	-0,28	-0,34	-0,40	-0,52	-0,54	-0,61*	0,32	0,25	0,19	0,13	0,08	0,04	0,01	0	-0,2
0,3	0	0,00	-0,02	-0,05	-0,09	-0,13	-0,18	-0,23	-0,29	-0,35	-0,41	-0,48	-0,55	-0,62*	0,31	0,24	0,18	0,12	0,06	0,02	0	-0,3
0,4	0	0,00	-0,02	-0,05	-0,09	-0,13	-0,17	-0,23	-0,28	-0,34	-0,41	-0,47	-0,54	-0,62	-0,69*	0,24	0,17	0,11	0,06	0,02	0	-0,4
0,5	0	-0,01	-0,02	-0,05	-0,09	-0,13	-0,17	-0,23	-0,28	-0,34	-0,40	-0,47	-0,54	-0,61	-0,69	-0,76*	0,17	0,11	0,06	0,02	0	-0,5
0,6	0	-0,01	-0,03	-0,06	-0,09	-0,13	-0,18	-0,23	-0,28	-0,34	-0,41	-0,47	-0,54	-0,61	-0,68	-0,76	-0,83*	0,11	0,05	0,01	0	-0,6
0,7	0	-0,01	-0,03	-0,05	-0,09	-0,13	-0,17	-0,22	-0,27	-0,33	-0,39	-0,45	-0,52	-0,59	-0,66	-0,74	-0,81	-0,88*	0,06	0,02	0	-0,7
0,8	0	-0,01	-0,03	-0,05	-0,09	-0,12	-0,17	-0,22	-0,27	-0,32	-0,39	-0,45	-0,52	-0,59	-0,66	-0,73	-0,80	-0,87	-0,93*	0,02	0	-0,8
0,9	0	-0,01	-0,03	-0,05	-0,09	-0,12	-0,17	-0,22	-0,27	-0,33	-0,39	-0,45	-0,52	-0,59	-0,66	-0,73	-0,80	-0,87	-0,93	-0,98*	0	-0,9
1,0	0	-0,01	-0,03	-0,05	-0,09	-0,12	-0,17	-0,22	-0,27	-0,33	-0,39	-0,45	-0,52	-0,59	-0,66	-0,73	-0,80	-0,87	-0,93	-0,98	-1*	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

t = 5 $\bar{p}$ — Tabelul 5.20a

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	–	-1,48	-1,29	-0,99	-0,76	-0,62	-0,57	-0,51	-0,39	-0,23	0	0,23	0,39	0,51	0,57	0,62	0,76	0,99	1,29	1,48	–	0,0
0,1	–	-1,49	-0,28	-0,30	-0,49	-0,54	-0,50	-0,46	-0,43	-0,39	-0,24	0,00	0,29	0,49	0,60	0,68	0,93	1,47	2,03	1,53	–	-0,1
0,2	–	-1,27	-0,54	-0,48	-0,53	-0,54	-0,51	-0,49	-0,48	-0,46	-0,38	-0,21	0,02	0,26	0,47	0,61	0,76	0,99	1,38	1,86	–	-0,2
0,3	–	-1,04	-1,05	-0,81	-0,64	-0,56	-0,55	-0,53	-0,51	-0,48	-0,45	-0,38	-0,25	-0,02	0,26	0,49	0,53	0,43	0,61	2,22	–	-0,3
0,4	–	-0,98	-0,98	-0,78	-0,63	-0,56	-0,55	-0,54	-0,53	-0,50	-0,48	-0,45	-0,36	-0,18	0,08	0,38	0,64	0,82	1,15	2,31	–	-0,4
0,5	–	-0,91	-1,03	-0,84	-0,65	-0,55	-0,55	-0,55	-0,55	-0,54	-0,51	-0,48	-0,41	-0,29	-0,07	0,25	0,66	1,12	1,65	2,47	–	-0,5
0,6	–	-0,93	-0,65	-0,56	-0,53	-0,52	-0,52	-0,52	-0,53	-0,53	-0,53	-0,49	-0,44	-0,35	-0,20	0,08	0,53	1,17	1,94	2,70	–	-0,6
0,7	–	-0,87	-0,66	-0,56	-0,54	-0,51	-0,51	-0,51	-0,52	-0,53	-0,53	-0,51	-0,47	-0,40	-0,28	-0,08	0,24	0,77	1,62	3,01	–	-0,7
0,8	–	-0,85	-0,67	-0,57	-0,54	-0,50	-0,51	-0,51	-0,52	-0,53	-0,53	-0,51	-0,48	-0,41	-0,30	-0,12	0,17	0,67	1,54	3,09	–	-0,8
0,9	–	-0,85	-0,67	-0,57	-0,54	-0,51	-0,51	-0,51	-0,52	-0,53	-0,53	-0,51	-0,48	-0,41	-0,30	-0,11	0,18	0,68	1,53	3,06	–	-0,9
1,0	–	-0,85	-0,67	-0,57	-0,54	-0,51	-0,51	-0,51	-0,52	-0,53	-0,53	-0,51	-0,48	-0,41	-0,30	-0,11	0,19	0,68	1,53	3,05	–	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

$t=5,\ \bar{T}$ — Tabelul 5.20 b

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	0	-0,14	-0,28	-0,40	-0,48	-0,55	-0,61	-0,67	-0,71	-0,75	-0,76	-0,75	-0,71	-0,67	0,61	-0,55	-0,48	-0,40	-0,28	-0,14	0	0,0
0,1	0	-0,34	-0,40	-0,43	-0,47	-0,52	-0,57	-0,62	-0,67	-0,72	-0,74	-0,76	-0,73	-0,70	0,64	-0,58	-0,50	0,38	0,20	-0,01	0	-0,1
0,2	0	-0,23	-0,31	-0,36	-0,41	-0,46	-0,51	-0,56	-0,61	-0,66	-0,70	-0,73	-0,74	-0,73	-0,69	-0,64	-0,57	-0,48	-0,36	-0,20	0	-0,2
0,3	0	-0,07	-0,18	-0,27	-0,34	-0,40	-0,46	-0,51	-0,57	0,61	-0,66	-0,70	-0,74	-0,75	-0,74	-0,70	-0,65	-0,60	-0,55	-0,43	0	-0,3
0,4	0	-0,07	-0,17	-0,26	-0,33	-0,39	-0,45	-0,50	-0,55	-0,60	-0,65	0,70	-0,74	-0,77	-0,78	-0,75	-0,70	-0,63	-0,53	-0,37	0	-0,4
0,5	0	-0,05	0,15	-0,25	-0,32	-0,38	-0,44	-0,49	-0,54	0,60	0,65	0,70	-0,75	0,78	-0,80	-0,79	-0,75	-0,66	0,52	0,32	0	-0,5
0,6	0	-0,17	-0,20	-0,26	-0,31	-0,37	-0,42	-0,47	-0,52	-0,58	-0,63	-0,68	-0,73	-0,77	-0,79	-0,80	-0,77	0,69	-0,53	-0,34	0	-0,6
0,7	0	-0,10	-0,18	-0,24	-0,29	-0,35	-0,40	-0,45	-0,50	-0,55	-0,60	-0,66	-0,71	-0,75	-0,78	-0,80	-0,80	-0,75	-0,63	-0,40	0	-0,7
0,8	0	-0,10	-0,17	-0,23	-0,29	-0,34	-0,39	-0,44	-0,49	-0,55	-0,60	-0,65	-0,70	-0,75	-0,78	-0,80	-0,80	-0,76	-0,65	-0,43	0	-0,8
0,9	0	-0,10	-0,17	-0,23	-0,29	-0,34	-0,39	-0,44	-0,49	-0,55	-0,60	-0,65	-0,70	-0,75	-0,78	-0,80	-0,80	-0,76	-0,65	0,43	0	-0,9
1,0	0	-0,10	-0,17	-0,23	-0,29	-0,34	-0,39	-0,44	-0,49	-0,55	-0,60	-0,65	-0,70	-0,75	-0,78	-0,80	-0,80	-0,76	-0,65	-0,43	0	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

$t=5,\ \bar{M}$ — Tabelul 5.20 c

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	0	-0,01	-0,03	-0,06	-0,11	-0,16	-0,22	-0,28	-0,35	-0,42	-0,50*	0,42	0,35	0,28	0,22	0,16	0,11	0,06	0,03	0,01	0	0,0
0,1	0	-0,02	-0,06	-0,11	-0,15	-0,20	-0,26	-0,32	-0,38	-0,45	-0,52	-0,60*	0,33	0,26	0,19	0,13	0,07	0,03	0,00	-0,01	0	-0,1
0,2	0	-0,01	-0,04	-0,08	-0,11	-0,16	-0,21	-0,26	-0,32	-0,38	-0,45	-0,52	-0,60*	0,33	0,26	0,19	0,13	0,08	0,04	0,01	0	-0,2
0,3	0	0,00	-0,01	-0,04	-0,06	-0,10	-0,15	-0,19	-0,25	-0,31	-0,37	-0,44	-0,51	-0,59*	0,34	0,27	0,20	0,13	0,08	0,03	0	-0,3
0,4	0	0,00	-0,01	-0,03	-0,06	-0,10	-0,14	-0,19	-0,24	-0,30	-0,36	-0,43	-0,50	-0,58	-0,66*	0,27	0,19	0,13	0,07	0,02	0	-0,4
0,5	0	0,00	-0,01	-0,03	-0,08	-0,10	-0,14	-0,18	-0,23	-0,29	-0,35	-0,42	-0,49	-0,57	-0,65	-0,73*	0,19	0,12	0,06	0,02	0	-0,5
0,6	0	-0,01	-0,02	-0,05	-0,07	-0,11	-0,15	-0,19	-0,24	-0,30	-0,36	-0,42	-0,49	-0,57	-0,65	-0,73	-0,81*	0,12	0,07	0,01	0	-0,6
0,7	0	0,00	-0,02	-0,04	-0,07	-0,10	-0,14	-0,18	-0,23	-0,28	-0,34	-0,40	-0,47	-0,54	-0,62	-0,70	-0,78	-0,86*	0,07	0,02	0	-0,7
0,8	0	0,00	-0,02	-0,04	-0,07	-0,10	-0,13	-0,17	-0,22	-0,27	-0,33	-0,39	-0,46	-0,53	-0,61	-0,69	-0,77	-0,85	-0,92*	0,02	0	-0,8
0,9	0	0,00	-0,02	-0,04	-0,07	-0,10	-0,13	-0,17	-0,22	-0,27	-0,33	-0,39	-0,46	-0,53	-0,61	-0,69	-0,77	-0,85	-0,92	-0,98*	0	-0,9
1,0	0	0,00	-0,02	-0,04	-0,07	-0,10	-0,13	-0,17	-0,22	-0,27	-0,33	-0,39	-0,46	-0,53	-0,61	-0,69	-0,77	-0,85	-0,92	-0,98	-1*	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

$t=7\ \bar{M}$ — Tabelul 5.21 c

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	0	-0,01	-0,02	-0,06	-0,10	-0,15	-0,21	-0,27	-0,35	-0,42	-0,50*	0,42	0,35	0,27	0,21	0,15	0,10	0,06	0,02	0,01	0	0,0
0,1	0	-0,03	-0,07	-0,12	-0,16	-0,21	-0,26	-0,32	-0,39	-0,46	-0,53	-0,61*	0,31	0,24	0,17	0,11	0,05	0,01	-0,01	-0,01	0	-0,1
0,2	0	-0,01	-0,06	-0,08	-0,11	-0,15	-0,20	-0,25	-0,31	-0,37	-0,44	-0,51	-0,59*	0,33	0,26	0,19	0,13	0,08	0,02	0,01	0	-0,2
0,3	0	0,00	0,00	-0,02	-0,05	-0,08	-0,12	-0,16	-0,22	-0,27	-0,34	-0,40	-0,48	-0,56*	0,37	0,29	0,22	0,15	0,09	0,03	0	-0,3
0,4	0	0,00	0,00	-0,02	-0,05	-0,08	-0,12	-0,16	-0,21	-0,26	-0,32	-0,39	-0,47	-0,55	-0,63*	0,29	0,21	0,14	0,08	0,03	0	-0,4
0,5	0	0,00	0,00	-0,01	-0,04	-0,07	-0,10	-0,15	-0,20	-0,25	-0,31	-0,38	-0,46	-0,54	-0,62	-0,71*	0,20	0,13	0,06	0,02	0	-0,5
0,6	0	-0,01	-0,02	-0,04	-0,04	-0,09	-0,13	-0,17	-0,21	-0,26	-0,32	-0,39	-0,46	-0,54	-0,62	-0,70	-0,81*	0,13	0,06	0,02	0	-0,6
0,7	0	0,00	-0,01	-0,03	-0,05	-0,08	-0,11	-0,15	-0,19	-0,24	-0,29	-0,36	-0,42	-0,50	-0,59	-0,66	-0,75	-0,84*	0,08	0,02	0	-0,7
0,8	0	0,00	-0,01	-0,03	-0,05	-0,08	-0,11	-0,14	-0,18	-0,23	-0,29	-0,35	-0,41	-0,49	-0,57	-0,65	-0,74	-0,83	-0,91*	0,03	0	-0,8
0,9	0	0,00	-0,01	-0,03	-0,05	-0,08	-0,11	-0,14	-0,18	-0,23	-0,29	-0,35	-0,41	-0,49	-0,57	-0,65	-0,74	-0,83	-0,91	-0,97*	0	-0,9
1,0	0	0,00	-0,01	-0,03	-0,05	-0,08	-0,11	-0,14	-0,18	-0,23	-0,29	-0,35	-0,42	-0,49	-0,57	-0,65	-0,74	-0,83	-0,91	-0,97	-1*	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

$t=10\ \bar{p}$ — Tabelul 5.22 a

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	–	-1,30	-1,47	-1,19	-0,91	-0,78	-0,77	-0,76	-0,63	-0,37	0	0,37	0,63	0,76	0,77	0,78	0,91	1,19	1,46	1,30	–	0,0
0,1	–	-1,26	-0,57	-0,19	-0,39	-0,64	-0,66	-0,68	-0,71	-0,70	-0,50	-0,09	0,39	0,71	0,83	0,88	1,25	2,14	2,97	1,44	–	-0,1
0,2	–	-0,98	-0,03	-0,19	-0,47	-0,60	-0,63	-0,67	-0,72	-0,75	-0,68	-0,42	-0,05	0,33	0,63	0,79	0,92	1,15	1,59	1,92	–	-0,2
0,3	–	-0,70	-1,14	-0,89	-0,67	-0,62	-0,65	-0,71	-0,70	-0,70	-0,71	-0,66	-0,49	-0,15	0,31	0,60	0,49	0,00	-0,07	2,43	–	-0,3
0,4	–	-0,61	-1,06	-0,83	-0,65	-0,57	-0,65	-0,69	-0,72	-0,74	-0,77	-0,78	-0,69	-0,44	-0,04	0,44	0,70	0,79	0,97	2,61	–	-0,4
0,5	–	-0,49	-1,11	-0,95	-0,70	-0,59	-0,62	-0,69	-0,76	-0,78	-0,80	-0,81	-0,78	-0,65	-0,35	0,14	0,75	1,38	2,00	2,89	–	-0,5
0,6	–	-0,52	-0,35	-0,40	-0,65	-0,54	-0,56	-0,65	-0,72	-0,78	-0,82	-0,83	-0,82	-0,75	-0,58	-0,19	0,66	1,48	2,58	3,34	–	-0,6
0,7	–	-0,45	-0,41	-0,42	-0,45	-0,50	-0,56	-0,62	-0,69	-0,75	-0,80	-0,84	-0,85	-0,81	-0,70	-0,48	-0,05	0,69	1,91	3,83	–	-0,7
0,8	–	-0,40	-0,45	-0,54	-0,46	-0,50	-0,56	-0,62	-0,68	-0,74	-0,80	-0,84	-0,86	-0,83	-0,75	-0,56	-0,20	0,47	1,74	4,03	–	-0,8
0,9	–	-0,42	-0,43	-0,43	-0,46	-0,50	-0,55	-0,62	-0,68	-0,74	-0,80	-0,84	-0,85	-0,82	-0,73	-0,54	-0,17	0,50	1,72	3,96	–	-0,9
1,0	–	-0,42	-0,43	-0,43	-0,46	-0,50	-0,55	-0,62	-0,68	-0,74	-0,80	-0,84	-0,85	-0,82	-0,73	-0,53	-0,16	0,50	1,71	3,95	–	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

$t=7$ $\bar{p}$

Tabelul 5.21a

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	-	-1,40	-1,36	-1,07	-0,82	-0,69	-0,65	-0,61	-0,50	-0,28	0	0,28	0,50	0,61	0,65	0,69	0,82	1,07	1,36	1,40	-	0,0
0,1	-	-1,41	-0,05	-0,11	-0,45	-0,57	-0,61	-0,54	-0,54	-0,51	-0,34	0,02	0,34	0,59	0,65	0,77	1,06	1,73	2,39	1,47	-	-0,1
0,2	-	-1,14	-0,34	-0,36	-0,50	-0,57	-0,56	-0,56	-0,58	-0,59	-0,50	-0,30	-0,01	0,29	0,53	0,69	0,83	1,06	1,47	1,89	-	-0,2
0,3	-	-0,90	-1,00	0,84	-0,60	-0,59	-0,60	-0,61	-0,60	-0,57	-0,57	-0,53	-0,36	-0,08	0,27	0,53	0,51	0,26	0,42	2,35	-	-0,3
0,4	-	-0,81	-0,98	-0,79	0,64	-0,59	-0,60	-0,62	-0,62	0,61	-0,61	-0,60	-0,51	-0,30	0,02	0,38	0,66	0,81	1,11	2,46	-	-0,4
0,5	-	-0,66	-1,08	-0,91	-0,73	-0,62	-0,61	-0,64	-0,66	-0,66	-0,64	-0,62	-0,56	-0,42	-0,16	0,25	0,75	1,32	1,84	2,61	-	-0,5
0,6	-	-0,56	-0,52	0,49	-0,51	-0,53	-0,54	-0,58	-0,62	-0,65	-0,66	-0,64	-0,61	-0,53	-0,35	-0,04	0,51	1,30	2,21	2,81	-	-0,6
0,7	-	-0,67	-0,55	0,50	-0,49	-0,51	-0,54	-0,57	-0,61	-0,64	-0,66	-0,66	-0,64	-0,58	-0,46	-0,25	0,12	0,74	1,76	3,39	-	-0,7
0,8	-	-0,64	-0,56	0,51	-0,49	-0,50	-0,53	-0,57	-0,60	-0,63	-0,66	-0,67	-0,65	-0,60	-0,49	-0,31	0,02	0,60	1,63	3,49	-	-0,8
0,9	-	-0,65	-0,56	-0,51	-0,50	-0,51	-0,53	-0,57	-0,60	-0,63	-0,66	-0,67	-0,65	-0,59	-0,49	-0,29	0,04	0,61	1,62	3,46	-	-0,9
1,0	-	-0,65	-0,56	-0,51	-0,50	-0,51	-0,53	-0,57	-0,61	-0,63	-0,66	-0,67	-0,64	-0,59	-0,49	-0,29	0,04	0,61	1,62	3,45	-	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

$t=7$ $\bar{T}$

Tabelul 5.21b

α \ ξ	1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	0	-0,12	-0,26	-0,38	-0,47	-0,55	-0,62	-0,68	-0,74	-0,78	-0,79	-0,78	-0,74	-0,68	-0,62	-0,55	-0,47	-0,38	-0,26	-0,12	0	0,0
0,1	0	-0,40	-0,43	-0,43	-0,45	-0,50	-0,56	-0,62	-0,67	-0,72	-0,77	-0,78	-0,77	-0,72	-0,66	-0,58	-0,49	-0,36	-0,14	-0,08	0	-0,1
0,2	0	-0,24	-0,30	-0,33	-0,38	-0,43	-0,49	-0,54	-0,60	-0,66	-0,71	-0,76	-0,77	-0,76	-0,72	-0,65	-0,58	-0,49	-0,36	-0,19	0	-0,2
0,3	0	-0,02	-0,13	-0,23	-0,30	-0,36	-0,42	-0,48	-0,54	-0,60	-0,66	-0,71	-0,76	-0,78	-0,77	-0,73	-0,68	-0,64	-0,61	-0,51	0	-0,3
0,4	0	-0,03	-0,12	-0,21	-0,28	-0,34	-0,40	-0,46	-0,53	-0,59	-0,65	-0,71	-0,77	-0,81	-0,82	-0,80	-0,75	-0,67	-0,58	-0,42	0	-0,4
0,5	0	-0,01	-0,09	-0,18	-0,27	-0,34	-0,40	-0,46	-0,53	-0,59	-0,66	-0,72	-0,78	-0,83	-0,86	-0,86	-0,81	-0,71	-0,55	-0,33	0	-0,5
0,6	0	-0,10	-0,16	-0,21	-0,26	-0,31	-0,37	-0,43	-0,49	-0,55	-0,62	-0,68	-0,74	-0,80	-0,85	-0,87	-0,84	-0,76	-0,58	-0,32	0	-0,6
0,7	0	-0,08	-0,14	-0,19	-0,24	-0,29	-0,34	-0,40	-0,46	-0,52	-0,58	-0,65	-0,71	-0,78	-0,83	-0,87	-0,87	-0,83	-0,71	-0,47	0	-0,7
0,8	0	-0,07	-0,13	-0,18	-0,23	-0,28	-0,33	-0,39	-0,45	-0,51	-0,57	-0,64	-0,71	-0,77	-0,82	-0,86	-0,88	-0,85	-0,75	-0,50	0	-0,8
0,9	0	-0,07	-0,13	-0,18	-0,23	-0,28	-0,33	-0,39	-0,45	-0,51	-0,57	-0,64	-0,71	-0,77	-0,82	-0,86	-0,88	-0,85	-0,74	-0,50	0	-0,9
1,0	0	-0,07	-0,13	-0,18	-0,23	-0,28	-0,33	-0,39	-0,45	-0,51	-0,58	-0,64	-0,71	-0,77	-0,82	-0,86	-0,88	-0,85	-0,74	-0,50	0	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

$t=10$ $\bar{T}$

Tabelul 5.22b

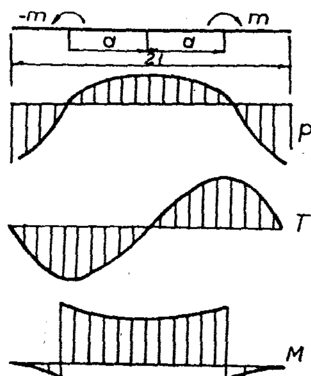
α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	0	-0,08	-0,22	-0,36	-0,46	-0,54	-0,62	-0,70	-0,77	-0,82	-0,84	-0,82	-0,77	-0,70	-0,62	-0,54	-0,46	-0,36	-0,22	-0,08	0	0,0
0,1	0	-0,46	-0,46	-0,41	-0,42	-0,47	-0,54	-0,60	-0,67	-0,74	-0,81	-0,84	-0,82	-0,76	-0,69	-0,60	-0,50	-0,33	-0,06	-0,19	0	-0,1
0,2	0	-0,28	-0,29	-0,30	-0,33	-0,39	-0,45	-0,51	-0,58	-0,66	-0,73	-0,79	-0,81	-0,80	-0,75	-0,68	-0,59	-0,49	-0,35	-0,19	0	-0,2
0,3	0	-0,03	-0,07	-0,17	-0,25	-0,31	-0,38	-0,45	-0,52	-0,59	-0,66	-0,72	-0,78	-0,82	-0,81	-0,76	-0,70	-0,68	-0,69	-0,61	0	-0,3
0,4	0	-0,03	-0,06	-0,16	-0,23	-0,29	-0,36	-0,42	-0,49	-0,57	-0,64	-0,72	-0,79	-0,85	-0,88	-0,86	-0,80	-0,73	-0,64	-0,48	0	-0,4
0,5	0	-0,06	-0,02	-0,14	-0,22	-0,28	-0,35	-0,41	-0,48	-0,56	-0,64	-0,72	-0,80	-0,87	-0,92	-0,94	-0,89	-0,78	-0,60	-0,38	0	-0,5
0,6	0	-0,08	-0,12	-0,16	-0,20	-0,25	-0,31	-0,37	-0,44	-0,52	-0,60	-0,68	-0,76	-0,84	-0,91	-0,95	-0,94	-0,84	-0,64	-0,64	0	-0,6
0,7	0	-0,05	-0,09	-0,13	-0,18	-0,22	-0,28	-0,34	-0,40	-0,47	-0,55	-0,63	-0,72	-0,80	-0,88	-0,94	-0,97	-0,94	-0,81	-0,53	0	-0,7
0,8	0	-0,03	-0,08	-0,12	-0,17	-0,21	-0,27	-0,32	-0,39	-0,46	-0,54	-0,62	-0,71	-0,78	-0,87	-0,94	-0,98	-0,97	-0,86	-0,59	0	-0,8
0,9	0	-0,04	-0,08	-0,12	-0,17	-0,22	-0,27	-0,33	-0,39	-0,46	-0,54	-0,62	-0,71	-0,79	-0,87	-0,94	-0,97	-0,96	-0,85	-0,58	0	-0,9
1,0	0	-0,04	-0,08	-0,12	-0,17	-0,21	-0,27	-0,33	-0,39	-0,46	-0,54	-0,62	-0,71	-0,79	-0,87	-0,94	-0,97	-0,96	-0,85	-0,58	0	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	ξ \ α

$t=10$ $\bar{M}$

Tabelul 5.22c

α \ ξ	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,0	0	0,00	-0,02	-0,05	-0,09	-0,14	-0,20	-0,26	-0,34	-0,42	-0,50	0,42	0,34	0,26	0,20	0,14	0,09	0,05	0,02	0,00	0	0,0
0,1	0	-0,04	-0,09	-0,13	-0,17	-0,22	-0,27	-0,32	-0,39	-0,46	-0,54	-0,62	0,29	0,22	0,14	0,08	0,03	-0,02	-0,03	0,02	0	-0,1
0,2	0	-0,02	-0,05	-0,08	-0,11	-0,15	-0,19	-0,24	-0,29	-0,35	-0,42	-0,50	-0,58	0,34	0,26	0,19	0,13	0,07	0,03	0,00	0	-0,2
0,3	0	-0,01	0,01	0,00	-0,02	-0,05	-0,09	-0,13	-0,18	-0,23	-0,29	-0,36	-0,44	-0,52	0,40	0,32	0,25	0,18	0,11	0,04	0	-0,3
0,4	0	0,01	0,01	0,00	-0,02	-0,05	-0,08	-0,12	-0,17	-0,22	-0,28	-0,35	-0,42	-0,51	-0,59	0,32	0,24	0,16	0,09	0,03	0	-0,4
0,5	0	0,01	0,01	0,00	-0,02	-0,04	-0,07	-0,11	-0,16	-0,21	-0,27	-0,34	-0,41	-0,50	-0,59	-0,68	0,23	0,14	0,07	0,02	0	-0,5
0,6	0	-0,01	-0,02	-0,03	-0,05	-0,07	-0,10	-0,13	-0,18	-0,22	-0,28	-0,34	-0,41	-0,49	-0,58	-0,68	-0,77	0,14	0,06	0,02	0	-0,6
0,7	0	0,00	-0,01	-0,02	-0,04	-0,06	-0,08	-0,11	-0,15	-0,19	-0,24	-0,30	-0,37	-0,45	-0,53	-0,62	-0,72	-0,81	0,09	0,03	0	-0,7
0,8	0	0,00	-0,01	0,02	0,03	-0,05	-0,07	-0,10	-0,14	-0,18	-0,23	-0,29	-0,36	-0,43	-0,52	-0,61	-0,70	-0,80	-0,89	0,03	0	-0,8
0,9	0	0,00	-0,01	-0,02	-0,03	-0,05	-0,07	-0,11	-0,14	-0,18	-0,23	-0,29	-0,36	-0,43	-0,52	-0,61	-0,70	0,80	0,89	0,97	0	-0,9
1,0	0	0,00	-0,01	0,02	-0,03	-0,05	-0,08	-0,11	-0,14	-0,19	-0,24	-0,29	-0,36	-0,44	-0,52	-0,61	-0,70	-0,80	-0,89	0,97	-1	-1,0
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	0,9	-1,0	ξ \ α

TABELE PENTRU FÎȘIILE DE LUNGIME FINITĂ, DE LĂȚIME UNITARĂ ÎNCĂRCATE SIMETRIC CU DOUĂ MOMENTE ÎNCOVOIETOARE



Formule de calcul

$p = \bar{p} \frac{m}{bl^2}$

$T = \pm \bar{T} \frac{m}{l}$

$M = \bar{M} m$

$b' = 1{,}0 m$; $\alpha = \frac{a}{l}$

Notă: Semnul (+) din relația forței tăietoare corespunde jumătății din dreapta a fîșiei.

$t = 1$ $\bar{p}$ — Tabelul 5.23a

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	-0,09	-0,06	-0,02	0,02	0,03	0,04	0,09	0,23	0,34	0,32	–
0,2	-0,17	-0,15	-0,11	-0,08	-0,02	0,00	0,04	0,11	0,18	0,14	–
0,3	-0,23	-0,23	-0,20	-0,15	-0,09	-0,03	-0,03	-0,05	-0,04	0,32	–
0,4	-0,25	-0,25	-0,23	-0,19	-0,12	-0,06	0,00	0,02	0,08	0,36	–
0,5	-0,26	-0,26	-0,24	-0,21	-0,16	-0,08	0,00	0,07	0,17	0,41	–
0,6	-0,26	-0,26	-0,24	-0,22	-0,18	-0,11	-0,01	0,14	0,30	0,44	–
0,7	-0,28	-0,27	-0,26	-0,23	-0,20	-0,14	-0,06	0,05	0,25	0,54	–
0,8	-0,28	-0,28	-0,26	-0,24	-0,20	-0,15	-0,07	0,04	0,23	0,56	–
0,9	-0,28	-0,28	-0,26	-0,24	-0,20	-0,15	-0,07	0,04	0,23	0,56	–
1,0	-0,28	-0,28	-0,26	-0,24	-0,20	-0,15	-0,07	0,04	0,23	0,56	–

$t = 1$ $\bar{T}$ — Tabelul 5.23 b

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	0	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	0,00	0,01	0,03	0,07	0
0,2	0	-0,02	-0,03	-0,04	-0,04	-0,04	-0,04	-0,03	-0,02	0,00	0
0,3	0	-0,02	-0,04	-0,06	-0,07	-0,08	-0,08	-0,09	-0,09	-0,08	0
0,4	0	-0,02	-0,05	-0,07	-0,08	-0,09	-0,10	-0,09	-0,09	-0,07	0
0,5	0	-0,03	-0,05	-0,07	-0,09	-0,10	-0,11	-0,11	-0,09	-0,07	0
0,6	0	-0,03	-0,05	-0,07	-0,09	-0,11	-0,11	-0,11	-0,09	-0,05	0
0,7	0	-0,03	-0,05	-0,08	-0,10	-0,12	-0,13	-0,13	-0,11	-0,09	0
0,8	0	-0,03	-0,05	-0,08	-0,10	-0,12	-0,13	-0,13	-0,12	-0,08	0
0,9	0	-0,03	-0,05	-0,08	-0,10	-0,12	-0,13	-0,13	-0,12	-0,08	0
1,0	0	-0,03	-0,06	-0,08	-0,10	-0,12	-0,13	-0,13	-0,12	-0,08	0

$t = 1$ $\bar{M}$ — Tabelul 5.23c

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	-1,01	-1,01*	-0,01	-0,01	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,01	-0,01	0
0,2	-0,98	-0,98	-0,98*	0,02	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0
0,3	-0,95	-0,94	-0,94	-0,94*	0,05	0,04	0,03	0,02	0,01	0,01	0
0,4	-0,93	-0,93	-0,93	-0,94	-0,95*	0,04	0,04	0,02	0,01	0,01	0
0,5	-0,93	-0,93	-0,93	-0,94	-0,95	-0,96*	0,03	0,02	0,01	0,00	0
0,6	-0,93	-0,93	-0,93	-0,94	-0,95	-0,96	-0,97*	0,02	0,01	0,00	0
0,7	-0,92	-0,92	-0,92	-0,93	-0,94	-0,95	-0,96	-0,97*	0,01	0,00	0
0,8	-0,91	-0,92	-0,92	-0,93	-0,94	-0,95	-0,96	-0,97	-0,98*	0,00	0
0,9	-0,91	-0,91	-0,92	-0,93	-0,94	-0,95	-0,96	-0,97	-0,98	-1,00*	0
1,0	-0,91	-0,91	-0,92	-0,93	-0,94	-0,95	-0,96	-0,97	-0,98	-1,00	-1*

Tabelul 5.24a

$t=2,\ \bar{p}$

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	-0,17	-0,13	-0,04	0,03	0,06	0,07	0,18	0,46	0,52	-0,03	–
0,2	-0,33	-0,29	-0,20	-0,11	-0,03	0,02	0,09	0,21	0,35	0,27	–
0,3	-0,43	-0,42	-0,37	-0,28	-0,16	-0,06	-0,05	-0,13	-0,11	0,06	–
0,4	-0,47	-0,46	-0,43	-0,35	-0,23	-0,11	0,00	0,04	0,13	0,67	–
0,5	-0,49	-0,48	-0,46	-0,40	-0,29	-0,15	0,00	0,14	0,32	0,76	–
0,6	-0,49	-0,48	-0,46	-0,41	-0,33	-0,20	-0,01	0,27	0,48	0,83	–
0,7	-0,51	-0,51	-0,48	-0,44	-0,37	-0,27	-0,12	0,11	0,45	1,01	–
0,8	-0,52	-0,51	-0,49	-0,44	-0,38	-0,28	-0,15	0,07	0,43	1,06	–
0,9	-0,52	-0,51	-0,49	-0,44	-0,38	-0,28	-0,14	0,07	0,42	1,04	–
1,0	-0,52	-0,51	-0,49	-0,44	-0,38	-0,28	-0,14	0,07	0,42	1,04	–

Tabelul 5.24b

$t=2,\ \bar{T}$

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	0	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,01	0,00	0,03	0,09	0,14	0
0,2	0	-0,03	-0,06	-0,07	-0,08	-0,08	-0,07	-0,06	-0,03	0,01	0
0,3	0	-0,04	-0,08	-0,11	-0,14	-0,15	-0,15	-0,16	-0,17	-0,16	0
0,4	0	-0,05	-0,09	-0,13	-0,16	-0,18	-0,18	-0,18	-0,17	-0,14	0
0,5	0	-0,05	-0,10	-0,14	-0,17	-0,20	-0,20	-0,20	-0,18	-0,13	0
0,6	0	-0,05	-0,10	-0,14	-0,18	-0,20	-0,22	-0,20	-0,16	-0,09	0
0,7	0	-0,05	-0,10	-0,15	-0,19	-0,22	-0,24	-0,24	-0,21	-0,14	0
0,8	0	-0,05	-0,10	-0,15	-0,19	-0,22	-0,25	-0,25	-0,23	-0,16	0
0,9	0	-0,05	-0,10	-0,15	-0,19	-0,22	-0,25	-0,25	-0,23	-0,16	0
1,0	0	-0,05	-0,10	-0,15	-0,19	-0,22	-0,25	-0,25	-0,23	-0,16	0

Tabelul 5.24c

$t=2,\ \bar{M}$

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	-1,02	-1,02*	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	-0,01	0
0,2	-0,96	-0,96	-0,96*	0,03	0,02	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00	0
0,3	-0,88	-0,88	-0,88	-0,90*	0,09	0,08	0,06	0,05	0,03	0,01	0
0,4	-0,87	-0,87	-0,88	-0,89	-0,90*	0,08	0,06	0,04	0,03	0,01	0
0,5	-0,87	-0,87	-0,87	-0,88	-0,90	-0,92*	0,06	0,04	0,02	0,01	0
0,6	-0,87	-0,87	-0,88	-0,89	-0,90	-0,92	-0,94*	0,03	0,02	0,01	0
0,7	-0,84	-0,85	-0,86	-0,87	-0,88	-0,90	-0,93	-0,95*	0,03	0,01	0
0,8	-0,84	-0,84	-0,85	-0,86	-0,88	-0,90	-0,92	-0,95	-0,97*	0,01	0
0,9	-0,84	-0,84	-0,85	-0,86	-0,88	-0,90	-0,92	-0,95	-0,97	-0,99*	0
1,0	-0,84	-0,84	-0,85	-0,86	-0,88	-0,90	-0,92	-0,95	-0,97	-0,99	-1 *

Tabelul 5.25a

$t=3,\ \bar{p}$

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	-0,27	-0,21	-0,06	0,06	0,08	0,10	0,27	0,69	1,02	-0,03	–
0,2	-0,47	-0,42	-0,29	-0,14	-0,03	0,04	0,13	0,31	0,52	0,38	–
0,3	-0,61	-0,59	-0,52	-0,39	-0,22	-0,07	-0,07	-0,21	-0,20	0,83	–
0,4	-0,66	-0,65	-0,60	-0,49	-0,32	-0,13	0,00	0,05	0,17	0,93	–
0,5	-0,69	-0,68	-0,65	-0,56	-0,41	-0,21	0,00	0,19	0,44	1,07	–
0,6	-0,70	-0,68	-0,64	-0,58	-0,47	-0,29	-0,01	0,39	0,84	1,18	–
0,7	-0,72	-0,71	-0,67	-0,62	-0,52	-0,38	-0,17	0,15	0,65	1,42	–
0,8	-0,73	-0,71	-0,68	-0,62	-0,54	-0,41	-0,22	0,09	0,60	1,49	–
0,9	-0,73	-0,71	-0,68	-0,62	-0,53	-0,40	-0,21	0,09	0,59	1,48	–
1,0	-0,73	-0,71	-0,68	-0,62	-0,53	-0,40	-0,21	0,09	0,59	1,47	–

Tabelul 5.25b

$t=3;\ \bar{T}$

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	0	-0,02	-0,04	-0,04	-0,03	-0,02	-0,01	0,04	0,13	0,20	0
0,2	0	-0,04	-0,08	-0,10	-0,11	-0,11	-0,10	-0,08	-0,04	0,01	0
0,3	0	-0,06	-0,12	-0,16	-0,19	-0,21	-0,21	-0,23	-0,25	-0,24	0
0,4	0	-0,06	-0,13	-0,18	-0,22	-0,25	-0,25	-0,25	-0,24	-0,20	0
0,5	0	-0,07	-0,14	-0,20	-0,25	-0,28	-0,29	-0,28	-0,25	-0,18	0
0,6	0	-0,07	-0,14	-0,20	-0,25	-0,29	-0,31	-0,29	-0,23	-0,12	0
0,7	0	-0,07	-0,14	-0,21	-0,26	-0,31	-0,34	-0,34	-0,30	-0,20	0
0,8	0	-0,07	-0,14	-0,21	-0,27	-0,31	-0,35	-0,35	-0,32	-0,22	0
0,9	0	-0,07	-0,14	-0,21	-0,27	-0,31	-0,34	-0,35	-0,32	-0,22	0
1,0	0	-0,07	-0,14	-0,21	-0,27	-0,31	-0,34	-0,35	-0,32	-0,22	0

Tabelul 5.25c

$t=3;\ \bar{M}$

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	-1,03	-1,03*	-0,04	-0,04	-0,05	-0,05	-0,05	-0,05	-0,04	-0,01	0
0,2	-1,03	-0,95	-0,95*	0,04	0,03	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00	0
0,3	-0,83	-0,83	-0,84	-0,85*	0,13	0,11	0,09	0,07	0,04	0,02	0
0,4	-0,81	-0,82	-0,83	-0,84	-0,86*	0,11	0,09	0,07	0,04	0,01	0
0,5	-0,78	-0,81	-0,82	-0,83	-0,86	-0,88*	0,09	0,07	0,03	0,01	0
0,6	-0,77	-0,81	-0,82	-0,84	-0,86	-0,89	-0,92*	0,05	0,02	0,00	0
0,7	-0,77	-0,78	-0,80	-0,81	-0,83	-0,86	-0,90	-0,93*	0,04	0,01	0
0,8	-0,77	-0,78	-0,79	-0,80	-0,83	-0,86	-0,89	-0,93	-0,96*	0,01	0
0,9	-0,77	-0,78	-0,79	-0,80	-0,83	-0,86	-0,89	-0,93	-0,96	-0,99*	0
1,0	-0,77	-0,78	-0,79	-0,80	-0,83	-0,86	-0,89	-0,93	-0,96	-0,99	-1*

Tabelul 5.26a

$t=5,\ \bar{p}$

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	-0,49	-0,38	-0,14	-0,03	0,10	0,14	0,44	1,16	1,74	0,04	–
0,2	-0,76	-0,67	-0,46	-0,22	-0,04	0,07	0,23	0,51	0,84	0,59	–
0,3	-0,89	-0,87	-0,77	-0,55	-0,29	-0,08	-0,11	-0,39	-0,44	1,18	–
0,4	-0,96	-0,96	-0,89	-0,73	-0,46	-0,18	0,01	0,04	0,17	1,33	–
0,5	-1,02	-1,01	-0,97	-0,84	-0,61	-0,30	0,01	0,28	0,62	1,56	–
0,6	-1,04	-1,02	-0,97	-0,87	-0,71	-0,44	-0,01	0,61	1,29	1,77	–
0,7	-1,06	-1,04	-1,00	-0,91	-0,79	-0,59	-0,28	0,21	0,96	2,14	–
0,8	-1,06	-1,05	-1,00	-0,93	-0,81	-0,62	-0,35	0,10	0,87	2,24	–
0,9	-1,06	-1,05	-1,00	-0,92	-0,80	-0,62	-0,34	0,11	0,86	2,21	–
1,0	-1,06	-1,06	-1,00	-0,92	-0,80	-0,62	-0,34	0,11	0,86	2,20	–

Tabelul 5.26b

$t=5\ \ \bar{T}$

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	0	-0,04	-0,06	-0,08	-0,07	-0,06	-0,03	0,05	0,20	0,33	0
0,2	0	-0,07	-0,13	-0,16	-0,18	-0,17	-0,16	-0,13	-0,06	0,03	0
0,3	0	-0,09	-0,17	-0,24	-0,28	-0,30	-0,30	-0,33	-0,38	-0,37	0
0,4	0	-0,10	-0,19	-0,27	-0,33	-0,36	-0,37	-0,37	-0,36	-0,30	0
0,5	0	-0,10	-0,20	-0,29	-0,37	-0,41	-0,43	-0,41	-0,37	-0,27	0
0,6	0	-0,10	-0,20	-0,29	-0,38	-0,43	-0,46	-0,43	-0,33	-0,18	0
0,7	0	-0,10	-0,21	-0,30	-0,39	-0,46	-0,50	-0,51	-0,45	-0,30	0
0,8	0	-0,10	-0,21	-0,30	-0,39	-0,46	-0,51	-0,53	-0,48	-0,33	0
0,9	0	-0,11	-0,21	-0,30	-0,39	-0,46	-0,51	-0,53	-0,48	-0,33	0
1,0	0	-0,11	-0,21	-0,30	-0,39	-0,46	-0,51	-0,53	-0,48	-0,33	0

$t=5,\ \bar{M}$

Tabelul 5.26c

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	-1,04	-1,04*	-0,05	-0,06	-0,06	-0,07	-0,08	-0,08	-0,06	-0,03	0
0,2	-0,90	-0,91	-0,92*	0,07	0,05	0,03	0,02	0,00	-0,01	0,00	0
0,3	-0,74	-0,75	-0,76	-0,78*	0,19	0,16	0,13	0,10	0,07	0,03	0
0,4	-0,72	-0,73	-0,74	-0,77	-0,80*	0,17	0,13	0,09	0,06	0,02	0
0,5	-0,71	-0,71	-0,73	-0,75	-0,79	-0,83*	0,13	0,09	0,05	0,02	0
0,6	-0,72	-0,72	-0,74	-0,76	-0,80	-0,84	-0,88*	0,07	0,03	0,01	0
0,7	-0,67	-0,68	-0,69	-0,72	-0,76	-0,80	-0,85	-0,90*	0,05	0,02	0
0,8	-0,66	-0,67	-0,68	-0,71	-0,74	-0,79	-0,84	-0,89	-0,94*	0,02	0
0,9	-0,66	-0,67	-0,68	-0,71	-0,74	-0,79	-0,84	-0,89	-0,94	-0,98*	0
1,0	-0,66	-0,67	-0,68	-0,71	-0,74	-0,79	-0,84	-0,89	-0,94	-0,98	-1*

$t=7,\ \bar{p}$

Tabelul 5.27a

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	-0,67	-0,48	-0,20	-0,05	0,04	0,19	0,61	1,62	2,35	0,06	–
0,2	-1,01	-0,89	-0,59	-0,28	-0,03	0,12	0,32	0,69	1,13	0,75	–
0,3	-1,13	-1,09	-0,96	-0,68	-0,23	-0,06	-0,09	-0,58	-0,58	1,45	–
0,4	-1,23	-1,21	-1,13	-0,91	-0,58	-0,20	0,02	0,02	0,13	1,65	–
0,5	-1,29	-1,28	-1,23	-1,06	-0,77	-0,38	0,02	0,41	0,76	1,95	–
0,6	-1,31	-1,29	-1,22	-1,11	-0,89	-0,57	0,00	0,80	1,70	2,25	–
0,7	-1,32	-1,30	-1,25	-1,15	-1,00	-0,76	-0,37	0,24	1,21	2,73	–
0,8	-1,32	-1,30	-1,25	-1,16	-1,02	-0,81	-0,47	0,09	1,08	2,85	–
0,9	-1,32	-1,30	-1,25	-1,16	-1,02	-0,80	-0,46	0,10	1,07	2,82	–
1,0	-1,32	-1,30	-1,25	-1,16	-1,02	-0,80	-0,46	0,11	1,06	2,81	–

$t=7,\ \bar{T}$

Tabelul 5.27b

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	0	-0,06	-0,10	-0,11	-0,09	-0,08	-0,04	0,07	0,28	0,42	0
0,2	0	-0,10	-0,17	-0,22	-0,23	-0,22	-0,20	-0,16	-0,06	0,05	0
0,3	0	-0,11	-0,21	-0,30	-0,35	-0,37	-0,38	-0,41	-0,48	-0,48	0
0,4	0	-0,12	-0,24	-0,34	-0,42	-0,46	-0,46	-0,46	-0,46	-0,39	0
0,5	0	-0,13	-0,26	-0,37	-0,46	-0,52	-0,54	-0,52	-0,47	-0,34	0
0,6	0	-0,13	-0,26	-0,37	-0,48	-0,55	-0,58	-0,54	-0,42	-0,21	0
0,7	0	-0,13	-0,26	-0,38	-0,49	-0,58	-0,63	-0,64	-0,57	-0,38	0
0,8	0	-0,13	-0,26	-0,38	-0,49	-0,58	-0,65	-0,67	-0,62	-0,43	0
0,9	0	-0,13	-0,26	-0,38	-0,49	-0,58	-0,65	-0,67	-0,60	-0,43	0
1,0	0	-0,13	-0,26	-0,38	-0,49	-0,58	-0,65	-0,67	-0,61	-0,43	0

$t=7,\ \bar{M}$

Tabelul 5.27c

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	-1,06	-1,06*	-0,07	-0,08	-0,09	-0,10	-0,11	-0,11	-0,09	-0,04	0
0,2	-0,88	-0,88	-0,90*	0,08	0,06	0,04	0,02	0,00	-0,08	-0,01	0
0,3	-0,67	-0,68	-0,70	-0,72*	0,25	0,21	0,17	0,13	0,09	0,04	0
0,4	-0,65	-0,66	-0,67	-0,70	-0,76*	0,21	0,17	0,12	0,07	0,03	0
0,5	-0,63	-0,64	-0,65	-0,69	-0,73	-0,78*	0,17	0,12	0,06	0,03	0
0,6	-0,64	-0,65	-0,67	-0,70	-0,74	-0,80	-0,85*	0,09	0,04	0,01	0
0,7	-0,59	-0,60	-0,61	-0,65	-0,69	-0,74	-0,80	-0,87*	0,07	0,02	0
0,8	-0,57	-0,58	-0,60	-0,63	-0,67	-0,73	-0,79	-0,86	-0,92*	-0,02	0
0,9	-0,57	-0,58	-0,60	-0,63	-0,68	-0,73	-0,79	-0,86	-0,92	-0,98*	0
1,0	-0,57	-0,58	-0,60	-0,63	-0,68	-0,73	-0,79	-0,86	-0,92	-0,98	-1*

$t=10,\ \bar{p}$

Tabelul 5.28 a

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	-1,00	-0,79	-0,32	0,03	0,16	0,25	0,86	2,33	3,54	0,19	–
0,2	-1,35	-1,17	-0,77	-0,34	0,01	0,19	0,45	0,96	1,56	0,95	–
0,3	-1,41	-1,36	-1,19	-0,86	-0,35	-0,01	-0,18	-0,89	-1,21	1,73	–
0,4	-1,53	-1,51	-1,42	-1,14	-0,70	-0,14	0,05	-0,04	-0,08	1,99	–
0,5	-1,60	-1,59	-1,54	-1,34	-0,96	-0,45	0,05	0,43	0,88	2,40	–
0,6	-1,64	-1,61	-1,54	-1,41	-1,14	-0,73	0,01	1,08	2,23	2,83	–
0,7	-1,61	-1,59	-1,54	-1,43	-1,26	-0,98	-0,51	0,27	1,50	3,44	–
0,8	-1,60	-1,58	-1,54	-1,45	-1,30	-1,07	-0,67	0,03	1,30	3,62	–
0,9	-1,60	-1,58	-1,53	-1,44	-1,29	-1,04	-0,63	0,06	1,29	3,54	–
1,0	-1,60	-1,58	-1,53	-1,44	-1,28	-1,03	-0,62	0,07	1,29	3,53	–

$t=10,\ \bar{T}$

Tabelul 5.28b

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	0	-0,09	-0,15	-0,16	-0,15	-0,13	-0,07	0,07	0,40	0,65	0
0,2	0	-0,13	-0,23	-0,28	-0,30	-0,29	-0,26	-0,19	-0,06	0,09	0
0,3	0	-0,14	-0,27	-0,37	-0,43	-0,44	-0,45	-0,50	-0,62	-0,64	0
0,4	0	-0,15	-0,30	-0,43	-0,52	-0,57	-0,57	-0,57	-0,58	-0,51	0
0,5	0	-0,16	-0,32	-0,46	-0,58	-0,65	-0,67	-0,65	-0,58	-0,32	0
0,6	0	-0,16	-0,32	-0,47	-0,60	-0,70	-0,73	-0,68	-0,52	-0,25	0
0,7	0	-0,16	-0,32	-0,47	-0,60	-0,71	-0,79	-0,81	-0,73	-0,48	0
0,8	0	-0,16	-0,32	-0,47	-0,60	-0,72	-0,81	-0,85	-0,79	-0,55	0
0,9	0	-0,16	-0,32	-0,46	-0,60	-0,72	-0,80	-0,83	-0,77	-0,54	0
1,0	0	-0,16	-0,32	-0,46	-0,60	-0,72	-0,80	-0,83	-0,77	-0,54	0

$t=10,\ \bar{M}$

Tabelul 5.28c

α \ ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	-1,07	-1,08*	-0,19	-0,11	-0,12	-0,14	-0,15	-0,15	-0,12	-0,06	0
0,2	-0,85	-0,85	-0,87*	0,10	0,07	0,04	0,01	-0,01	-0,02	-0,01	0
0,3	-0,59	-0,60	-0,62	-0,65*	0,31	0,27	0,22	0,17	0,12	0,05	0
0,4	-0,56	-0,57	-0,59	-0,63	-0,67*	0,27	0,21	0,16	0,10	0,04	0
0,5	-0,54	-0,54	-0,57	-0,61	-0,66	-0,72*	0,21	0,15	0,08	0,03	0
0,6	-0,56	-0,57	-0,59	-0,63	-0,68	-0,75	-0,82*	0,14	0,05	0,01	0
0,7	-0,49	-0,50	-0,52	-0,56	-0,61	-0,68	-0,75	-0,83*	0,09	0,03	0
0,8	-0,50	-0,48	-0,50	-0,54	-0,59	-0,66	-0,74	-0,82	-0,90*	0,03	0
0,9	-0,47	-0,48	-0,50	-0,54	-0,59	-0,66	-0,74	-0,82	-0,90	-0,97*	0
1,0	-0,47	-0,48	-0,50	-0,54	-0,59	-0,66	-0,74	-0,82	-0,90	-0,97	-1*